

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

14. Jahrgang 1917.

№ 7.

Zwei Wassertürme aus Eisenbeton.

Entwürfe und Ausführungen der Firma Johann Odorico (Inhaber Ingenieur R. Wortmann) in Dresden.
Von Oberingenieur Dipl.-Ing. Hermann Marcus.



Eisenbeton, dessen Eigenschaften derart große Vorzüge haben, daß seine Anwendung auf allen Gebieten des Bauwesens immer weiter greift, wird auch in der Wasserbautechnik, von dem hier das engere Gebiet der Wasserversorgung ins Auge gefaßt werden soll, in umfänglicher Weise angewendet. Im

letzteren Gebiet spielen die Wasserbehälter und auch die Wassertürme eine große Rolle.

Um die hauptsächlichsten Gründe der Bevorzugung des Eisenbetons für solche Bauwerke zu erkennen, wird daran erinnert, daß die meisten Wasserbehälter, und ebenso die Wassertürme an hochgelegenen (daher auch schwer zugänglichen) Stellen

errichtet werden. Die Kosten für den Transport der Baustoffe sind daher derart groß, daß naturgemäß eine solche Konstruktion wirtschaftlich vorteilhaft wird, bei welcher die erforderliche Sicherheit mit verhältnismäßig geringem Materialaufwand erzielt wird. Die Eisenbeton-Bauweise bietet bekanntlich diesen Vorzug. Sie hat ferner den wirtschaftlich weiteren Vorteil, aus solchen Baustoffen zu bestehen, die leicht zu beschaffen sind. Die Wassertürme sind außerdem Bauwerke, die augenfällig in die Erscheinung treten, oft einer ganzen Ortschaft, einem Stadtteil das Gepräge geben. Es ist dann selbstverständlich, daß solche Bauten architektonisch mit Sorgfalt behandelt werden müssen, was auch in der letzten Zeit in vielen Fällen geschehen ist. Nach dieser Richtung aber eignet sich die Eisenbeton-Konstruktion ebenfalls in besonderem Maß. Sie kann architek-

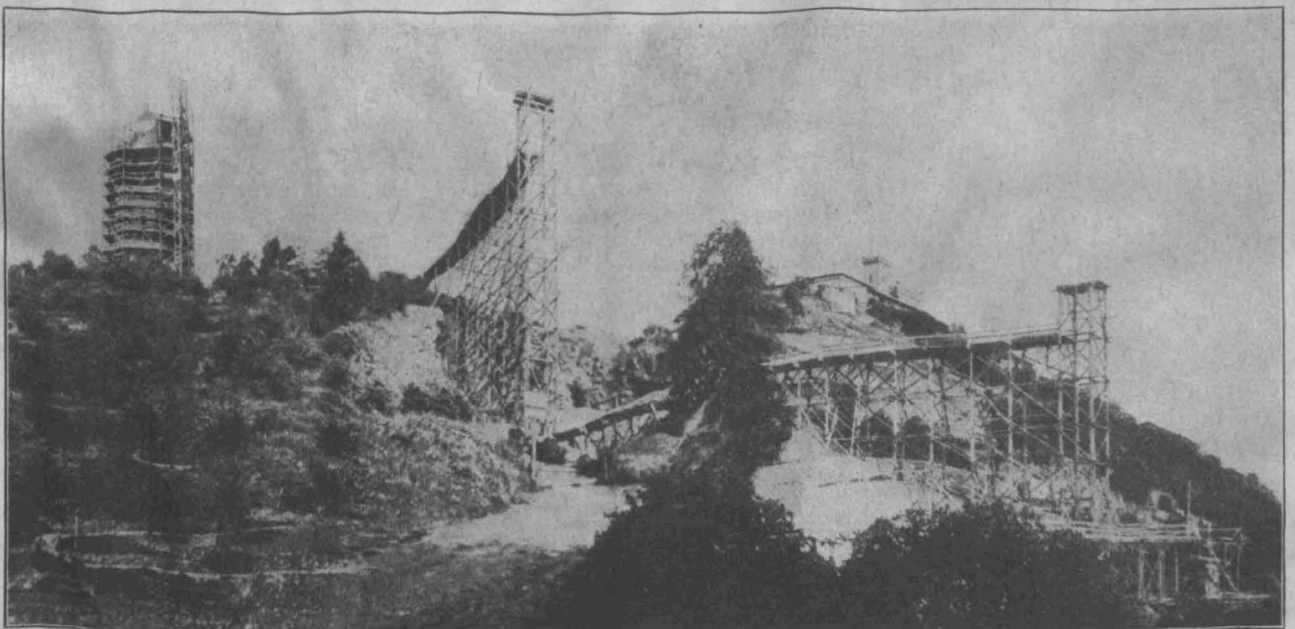


Abbildung 2. Hochbehälter und Wasserturm in Niederlöbnitz. Transport- und Baugerüste für die Ausführung.

tonisch gut verwertet werden, wenn der Architekt diesen Baustoff seiner Eigenart entsprechend formt und in die Erscheinung treten läßt.

Die wirtschaftlichen und ästhetischen Vorteile

des Eisenbetons sind also die hauptsächlichsten Gründe, warum seine Verwendung für Wassertürme in letzter Zeit immer mehr zugenommen hat, eine Tatsache, für welche die Zeitschriften-Literatur den besten Beweis liefert. Als Beitrag zu dieser sollen zwei Ausführungen von Wassertürmen der Firma Johann Odorico in Dresden beschrieben werden.

I. Wasserturm und Hochbehälter in Niederlöbnitz für den Wasserwerksverband Niederlöbnitz-Kötzschenbroda.

Die Löbnitz-Ortschaften bei Dresden, die durch ihre Naturschönheiten, durch die Ueppigkeit ihrer Gärten ihren Ruf weit über die Grenzen Sachsens getragen haben und infolgedessen Ansiedlungsorte für Diejenigen geworden sind, die ihre Villen gern in sehr ruhiger, gesunder und schöner Lage errichten, haben der ausgedehnten Garten- und Obstanlagen wegen naturgemäß einen großen Bedarf an Wasser. Die bisher vorhandenen Behälter haben sich als unzureichend erwiesen und der Wasserwerks-Verband, dem die Wasserversorgung zusteht, beschloß daher die Errichtung eines Hochbehälters und für die hochgelegenen Ortschaften die Anlage eines Wasserturmes. Für den letzteren forderte der Verband verschiedene Eisenbetonfirmen zur Abgabe eines Angebotes auf, wobei diesen freigestellt wurde, außer dem bauseitigen Entwurf eigene Vorschläge mit anzubieten. Die Firma Johann Odorico (Inh. Ingenieur R. Wortmann) in Dresden erhielt auf Grund ihres Vorschlages den Auftrag und bei der nachträglich erfolgten Ausschreibung des Hochbehälters von 2000 cbm Nutzinhalt fiel ihr auch diese Arbeit zu, sodaß die beiden Bauten, die zwar in verschiedener Höhe, aber nicht weit von einander entfernt waren, im Zusammenhang ausgeführt werden konnten.

Abbildung 1 gibt einen Ueberblick über die örtliche Lage der Bauwerke und über die infolge der besonderen Verhältnisse gewählten Anordnungen für die Bauausführung. Die Bodenmassen, die auf dem Grundstück des Behälters zum Teil durch Spitzhacke, zum Teil durch Sprengung gewonnen wurden,



Abbildung 1. Lageplan für die Ausführung des Hochbehälters und Wasserturmes in Niederlöbnitz bei Dresden.

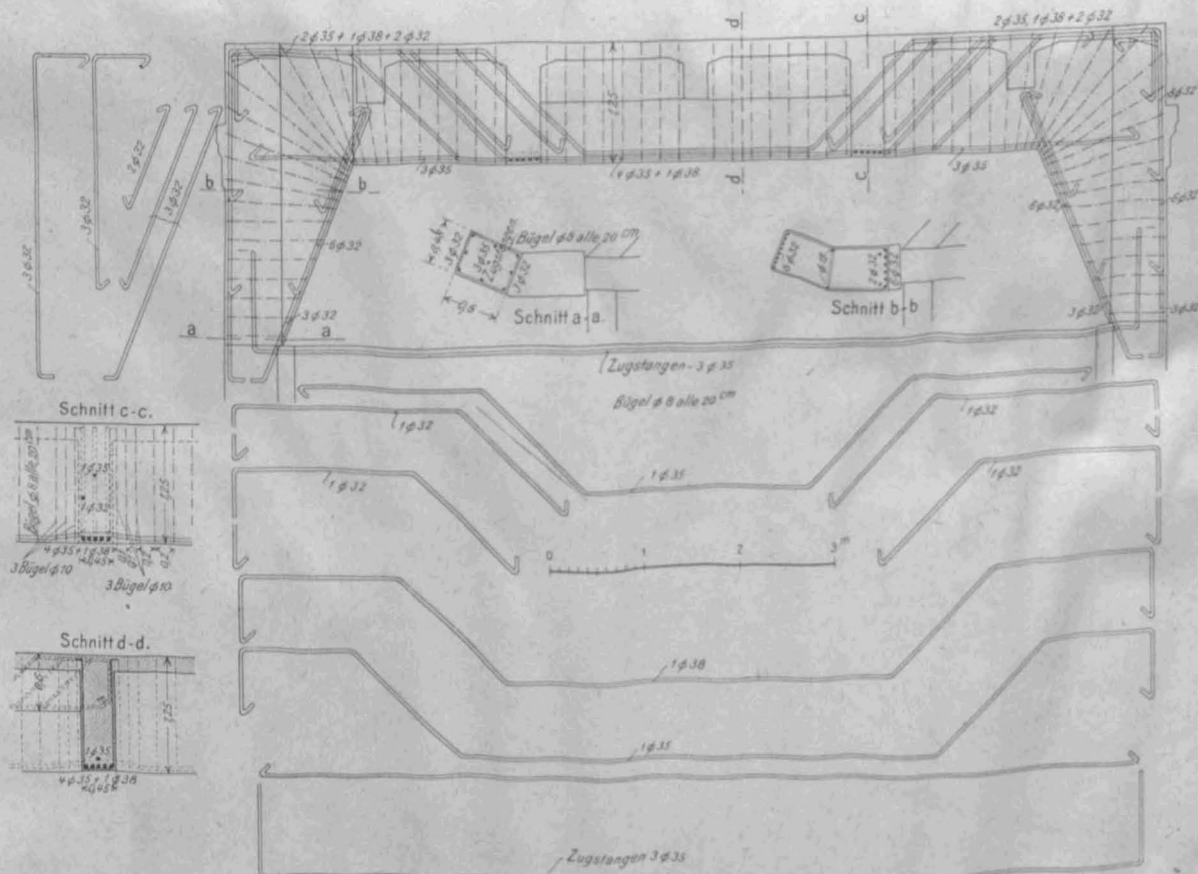


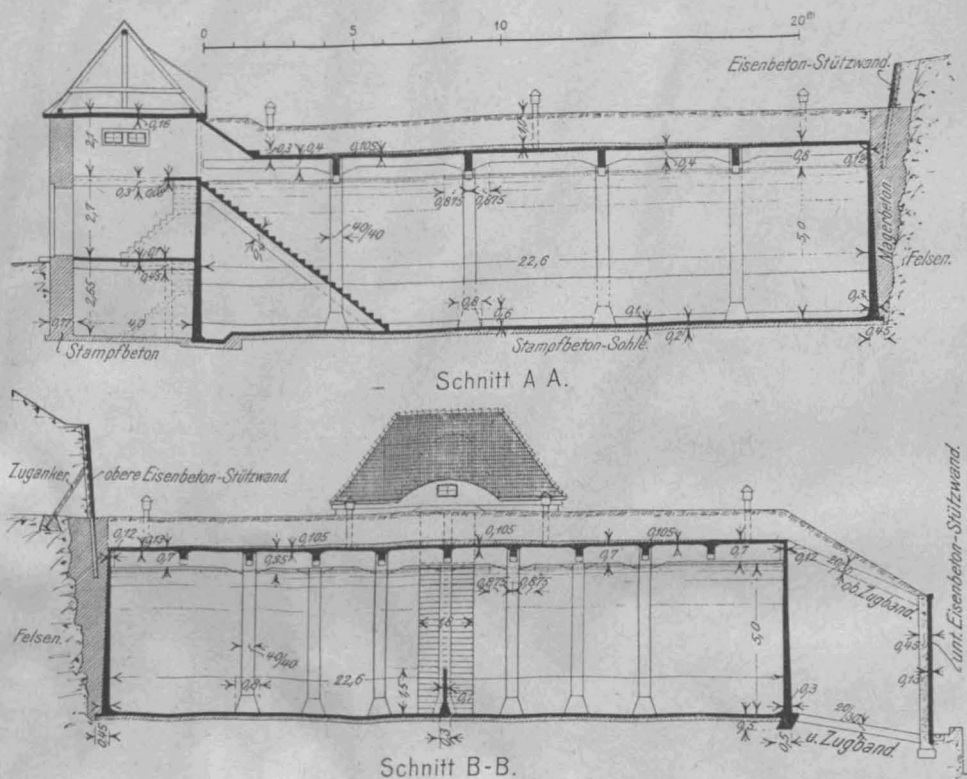
Abbildung 7. Ausbildung des Rahmens unter dem Wasserbehälter. Entwurf und Ausführung: Johann Odorico (Inhaber Ing. R. Wortmann) in Dresden.

— mit Ausnahme derjenigen, die für die Ausschüttung am Behälter auf dem Bauplatz bleiben sollten —, mußten nach dem naheliegenden, unbenutzten Steinbruch befördert werden. Dies geschah mit Hilfe eines Aufzuges und eines Transportgerüsts, die eine Höhe von rd. 24 m zu überwinden hatten, und die auch für die Heranschaffung der Baustoffe nach dem Wasserturm dienten. Für letzteren war eine weitere Höhe von rd. 25 m zu überwinden, wozu ein zweiter Aufzug (im Steinbruch!) mit anschließendem Gerüst hergestellt wurde. Abbild. 2 auf S. 49 gibt diese Gerüste wieder. Für den Transport der Baustoffe auf der Burgstraße (vergl. den Lageplan), die für Fuhrwerksverkehr viel zu steil war, wurde von der Firma eine Bremsberg-Feldbahn bis vor das Behältergrundstück angelegt.

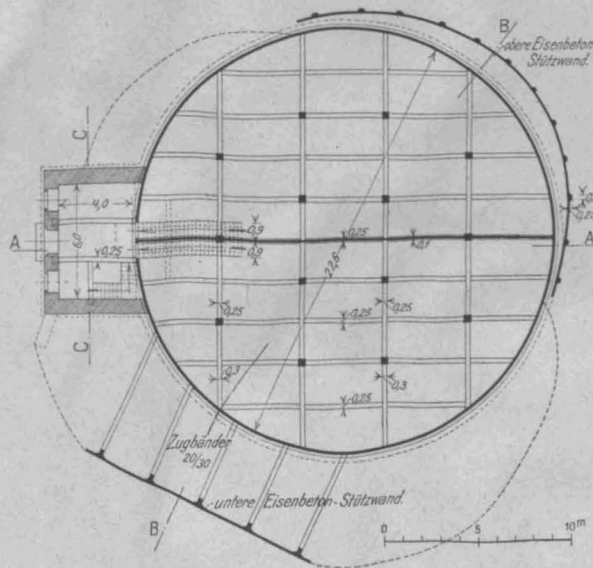
Der Hochbehälter, dessen Ausbildung aus den Abbildungen 3a—d hervorgeht, hat einen lichten Durchmesser von 22,6 m, eine Gesamthöhe von 6 m von Unterkante Sohle gerechnet bei einem größten Wasserstand von 5 m. Die Behälter-Decke, best. aus durchlaufenden Platten und Rippen zwischen Eisenbeton-Stützen hat eine Erdauffüllung von 1 m Höhe aufzunehmen. In der vorgebauten Schieberkammer von 4 · 6 m Lichtmaß, die einen unteren Raum für die Schieber und einen oberen für die Pumpen zum Herausschaffen des Wassers nach dem Turm enthält, sind die Decken, die Podeste und die Treppenanlage ebenfalls in Eisenbeton hergestellt. Aus der Schieberkammer führt eine 1,7 m breite Treppe mit Eisenbetongeländer zu den beiden Abteilungen des Behälters, dessen Trennungswand entgegen der sonst üblichen Ausführungsweise nur 1,5 m hoch ist.

Infolge der verhältnismäßig geringen Ausdehnung des Grundstückes sind die Anschüttungs-Böschungen mit einer Neigung von nur 1:1 angelegt worden. An der unteren Grenze mußte, um die Böschung nicht bis ins Nachbargelände einschneiden zu lassen, eine Stützwand angelegt werden, welche die Böschung in 40 cm Entfernung von der Grenze abschneidet. Mit Rücksicht darauf, daß möglichst viel Raum für die Unterbringung des Aushubes auf der Baustelle selbst gewonnen werden sollte, wie auch aus wirtschaftlichen Gründen, wurde die Wand, wie aus dem Schnitt nach B—B zu ersehen ist, ebenfalls in Eisenbeton gebildet. Sie besteht aus der durchgehenden Wandplatte zwischen senkrechten Wandrippen. Diese sind nach hinten in der Behälter-Decke und in der Sohle durch Zugbänder aus mit Beton umhüllten Rundeisen verankert. Die Anordnungen wurden derart getroffen, daß die spezifische Zugbeanspruchung im Beton selbst

derart gering wird, daß keine Zugrisse in der Decke oder in den Wänden des Behälters zu befürchten sind. In ähnlicher Weise wie diese Wand ist auch die obere Eisenbetonwand, jedoch mit im Felsen verankerten Zugbändern, hergestellt worden (Schnitt A—A). Sie



Abbild. 3a—d. Grundriß, Schnitte und Ansichten vom Hochbehälter in Niederlöbnitz.
Entwurf und Ausführung: Johann Odorico (Inh.: Ing. R. Wortmann) in Dresden.



dient aber nur als Verkleidung der steilen Felswand, um die Verwitterung und das Abfallen einzelner Steinmassen zu verhindern, hat also keinen bedeutenden Seitendruck aufzunehmen.

Der Wasserturm, der auf der beherrschenden Höhe der Ortschaften Niederlöbnitz-Kötzschenbroda

rd. 50 m oberhalb des Hochbehälters errichtet wurde, zunehmender Stärke, verbunden zu einem einheitlich wirkenden Bauwerk einerseits durch die Ring- und

Abbildung 5a-f (rechts). Schnitt durch den Wasserturm.

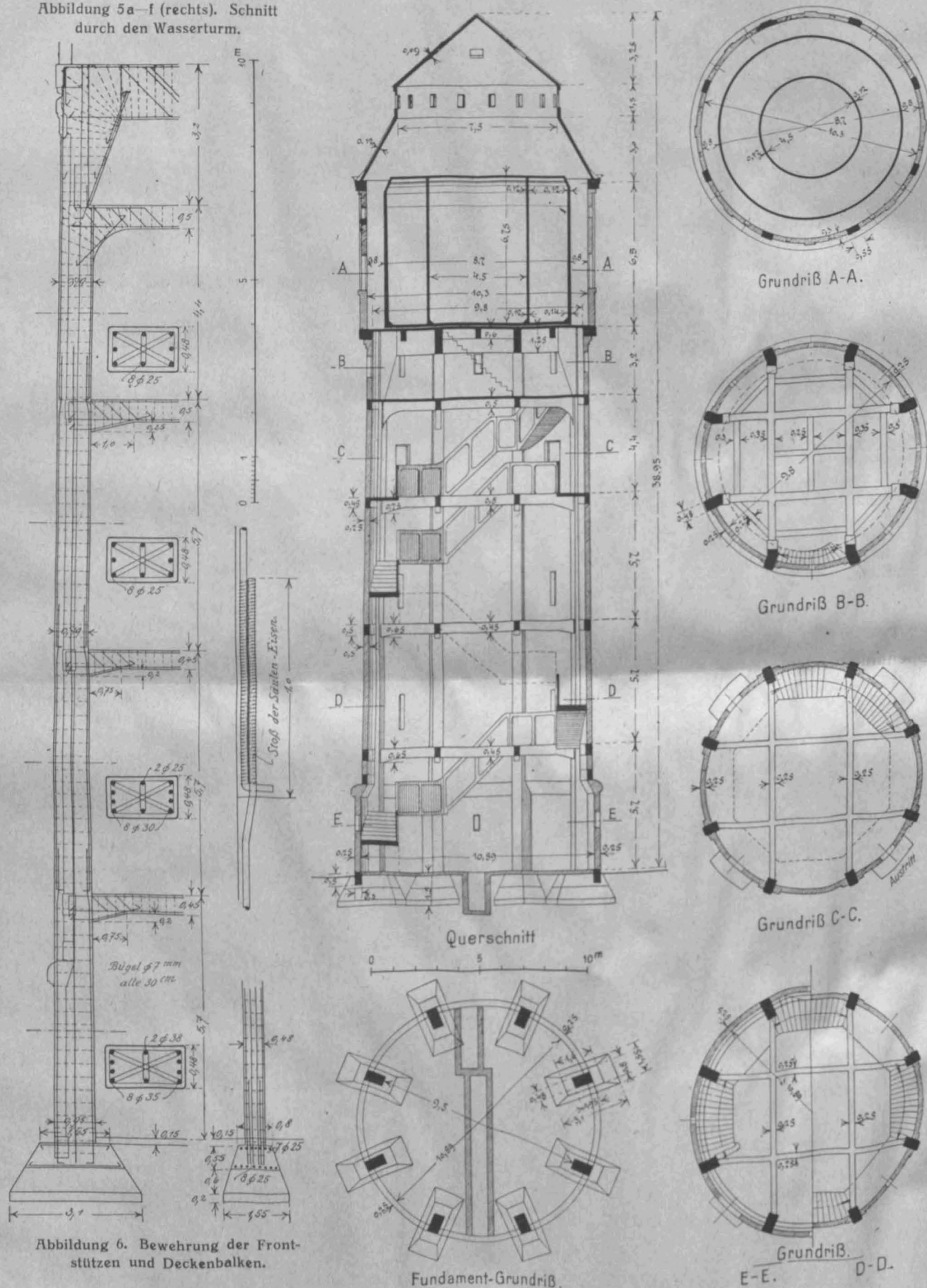


Abbildung 6. Bewehrung der Frontstützen und Deckenbalken.

Abbildung 5 und 6. Wasserturm in Niederlößnitz bei Dresden. Entwurf und Ausführung: Johann Odorico (Inhaber Ing. R. Wortmann) in Dresden.

und Einzelheiten dargestellt. Der Turm besteht im wesentlichen aus einem Eisenbeton-Gerippe von acht Wandsäulen von 0,48 m Breite und nach unten durch die sich kreuzenden Querversteifungen, andererseits aber durch die beiden oberen vollen Decken und durch das geschlossene massive kegelförmige

Dach. Die Gesamthöhe bis zur Dachspitze beträgt rd. 39 m, diejenige bis zur Behältersohle 24,7 m. In 17,1 m über Gelände-Oberkante sind 4 Austritte vorgesehen, die innerhalb des Turmes durch einen Umgang verbunden sind. Der sogenannte Tropfboden besteht aus, mit den übrigen Querversteifungen gleichlaufenden, 4 Unterzügen, zwischen die sich durchlaufende, kreuzweise bewehrte Platten spannen. Die Decke unter dem Behälter, welche hier ebenfalls sehr große Lasten aufzunehmen hat, besteht aus 4 Zweigelenk-Rahmen (vgl. Abb. 7 S. 50), zwischen die wieder Nebenunterzüge und durchlaufende zum Teil kreuzweise bewehrte Platten gespannt sind. Die Ausfachung besteht aus 25 cm starkem Mauerwerk, welches von den ringförmigen Rippen aufgenommen wird. Die Umfassungssäulen kommen auf einzelne Fundamentkörper zu stehen, deren obere Verteilungsschicht aus Eisenbeton besteht, während die untere in Stampfbeton hergestellt ist. Sie sind in der Höhe des Fußbodens des unteren Raumes durch einen kräftigen Eisenbetonring verbunden. Die Treppenanlage mit massiver Brüstung ist auf Konsolen entlang der Umfassung mit langgestreckten Zwischenpodesten angelegt worden. Der Wasserbehälter, der 350 cbm Nutzinhalt besitzt, ist durch eine innere ebenfalls zylindrische Wand in zwei ungleiche Kammern geteilt und wurde ohne Zusammenhang mit den anderen Konstruktionen hergestellt und zwar dadurch, daß er von der darunter befindlichen Decke durch eine doppelte Asphaltfilz-Platte getrennt wurde. Die Eisenbeton-Decke des Behälters hat vier Einsteigöffnungen, die mit abnehmbaren Platten aus bewehrtem Bimsbeton überdeckt sind. Das äußere Gerippe in Behälterhöhe be-

steht aus 8 Eisenbeton-Stützen, die oben und unten durch kräftige Ringe verbunden sind und die massive kegelförmige Dachkonstruktion aufzunehmen haben.

Bei der Berechnung des Wasserturmes wurde außer dem Eigengewicht, der Mauerwerkslast, der Auflasten vom Behälter sowie der Nutzlasten auf den Treppen und Boden ein Winddruck von 150 kg/qm wagrechter Richtung berücksichtigt. Die Beanspruchung der Stützen beträgt dann bei vollem Behälter ohne Windbelastung 28,8 kg/qcm, mit Windbelastung im Höchstfall 34,4 kg/qcm. Zugspannungen treten auch beim leeren Behälter nicht auf. Die entsprechenden Beanspruchungen des Baugrundes sind 3,90 kg/qcm bzw. rd. 5 kg/qcm, halten sich also bei dem felsartigen Baugrund unterhalb der zulässigen Grenzen.

Die architektonische Ausgestaltung hat der verstorbene Architekt, Baurat Schleinitz in Dresden (Mitarbeiter und Nachfolger Arch. Bernhardt) sicherlich unter dem Gesichtspunkte vorgenommen, das Bauwerk materialgerecht, einfach ohne unnötigen unangebrachten Zierrat herzustellen, wie es einem Nutzbau, der schön und der Gegend angepaßt sein muß, ziemt. Dies dürfte ihm, wie Abbildung 4 zeigt, welche die Ansicht des Bauwerkes darstellt, auch gelungen sein.

Die Bauleitung der Gesamtanlage für die Wasserversorgung liegt in den Händen des Ziv.-Ing. Hrn. Reg.-Bmstr. Gleitsmann in Dresden, die örtliche Bauleitung seitens der Bauherrschaft übt Herr Wasserwerks - Inspektor Scholz in Niederlöbnitz aus, während der Entwurf und die Berechnung für sämtliche Arbeiten die Fa. Johann Odorico (Inh. Ing. R. Wortmann) aufstellte und die Ausführung in den Jahren 1915/1916 bewirkte. — (Schluß folgt.)

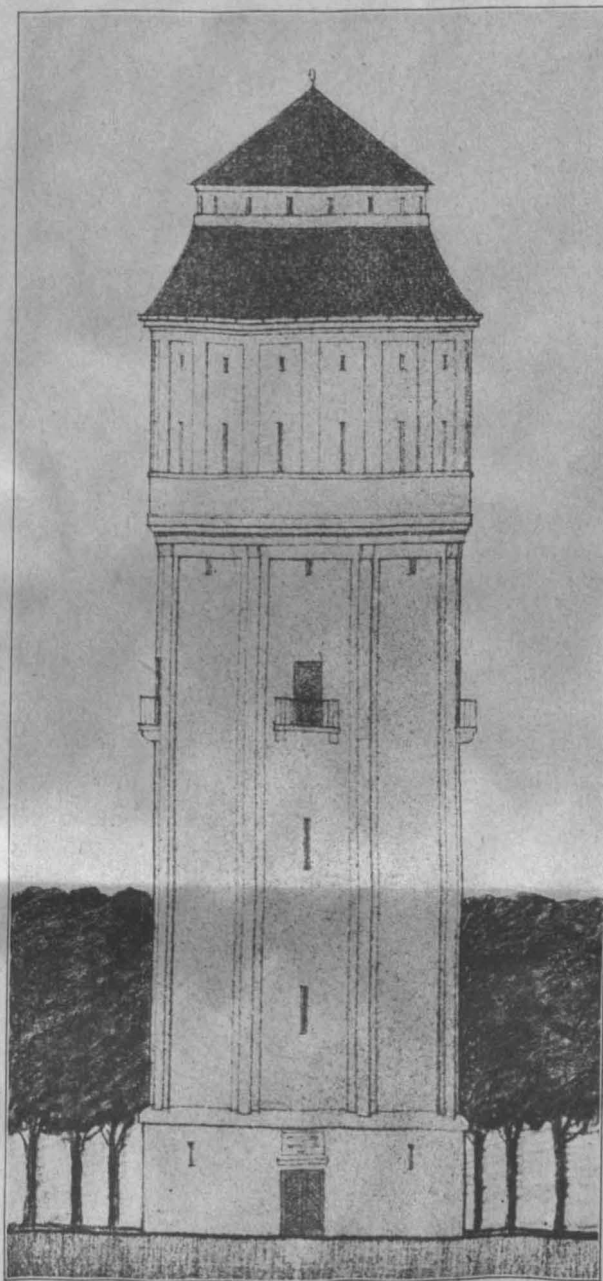


Abbildung 4. Ansicht des Wasserturmes in Niederlöbnitz. Arch. Bt. Schleinitz †, Mitarbeiter Arch. Bernhardt.

Der neue Ortpfahl, System Zimmermann (D. R. P.).

Von Dr.-Ing. H. Nitzsche-Frankfurt a. M. (Schluß.) Hierzu die in No. 6 voraus geschickten Abbildungen.

Der grundsätzliche Vorgang der Pfahlherstellung verläuft folgendermaßen:

a) Bei Grundwasser-Andrang: Das Vortreibsystem wird durch Rammung bis auf den tragfähigen Baugrund niedergetrieben. Dies System besteht aus der dreiteiligen Pfahlrohrspitze, einem äußeren, kräftigen Futterrohr, einem schwächeren, inneren Füllrohr (zum Einbringen des Betons) und der auf die Spitze wirkenden Rammjungfer, an deren Stelle auch ein am Seil laufender Rammbar treten kann.

Die Ausbildung der Spitze ist derart, daß auch während der Rammung völliger Abschluß des Wassers vom Rohrinne gesichert ist, und das Rohrsystem gewährleistet bei seiner Betätigung während des nachfolgenden

Betonierens, daß der Pfahlbeton unter Abschluß mechanisch schädlicher Einwirkung des Grundwassers (Auswaschung des Zementes, Unterbrechung des Zusammenhanges der Pfahlsäule) unter kräftiger Eindringung in das Erdreich allmählich eingebaut werden kann.

b) In trockenem Erdreich kann das innere Füllrohr außer beim Rammen entbehrt werden und wird dann vor Beginn des Betonierens aus dem Vortreibrohr einschließlich der zugehörigen Spitzenteile herausgehoben.

Das wesentliche der Neuerung besteht in der besonderen konstruktiven Durchbildung der Spitze und der Doppelrohre. Die eiserne Pfahlspitze, Abbildung 1 in No. 6 ist dreiteilig; der äußere Teil ist an dem äußeren, kräftigen Vortreibrohr, das aus beliebig vielen Schüssen zusammengeschraubt wird, festgenietet und schwillt im

äußeren Durchmesser dem Rohrdurchmesser gegenüber um 10 mm an; hierdurch wird die Reibung zwischen Erdreich und Vortreibsystem verringert, die Rammerschüttung auf die Bodenschicht beschränkt, in welcher sich die Spitze jeweils befindet, und es wird erreicht, daß beim Ziehen des Vortreibrohres etwa vorhandenes Grundwasser in gewissem Grade seitlich weggepreßt wird. Auf einem umlaufenden Vorsprung dieses äußeren Spitzenteiles sitzt innen der zweite Teil auf und schmiegt sich dem ersteren bis zu dessen Spitze herab an; er besitzt seinerseits wieder einen umlaufenden Vorsprung, auf den sich der eiserne Schuh der hölzernen Rammjungfer aufsetzt und ist mit dem inneren, dünnwandigen Füllrohr vernietet; schließlich trägt er noch den dritten, untersten Spitzenteil, den Spitzenschluß, der an ihm mittels eines eisernen Querstabes mit starkem Draht befestigt ist.

Um bei nicht vorhandenem Wasserandrang auch diesen Verschlußspitzenteil wieder gewinnen zu können, ist sein oberer größter Durchmesser um ein geringes kleiner als der innere des ersten Spitzenteiles, sodaß er durch diesen nach oben hindurch geführt werden kann.

Ist jedoch Wasserandrang vorhanden, so geht der unterste Spitzenteil verloren. Um nach erfolgtem Einrammen des ganzen Systems bis auf den tragfähigen Baugrund die Spitze zu öffnen, wird mit dem eisernen Betonstamper, der stoßelartig stumpf zugespitzt ist und in den zweiten Spitzenteil paßt, das Trageisen des Spitzenschlusses durchgeschlagen (vgl. Abb. 5), sodaß dieser sich zu lösen vermag. Wasser kann jedoch nach dieser

Stampfen aus- und in das Erdreich eingetrieben wird, ist die Öffnung des Spitzenschlusses vollzogen, ohne daß auch jetzt Wasser oder weiches Erdreich in das Rohrsystem einzutreten oder den Beton zurückzudrängen vermag. Unter steter Nachfüllung von Beton und kräftiger Stampfung wird nun nach Herstellung eines breiten Pfahlfußes das Füllrohr allmählich gezogen und später auch das Vortreibrohr, in welchem stets Beton in genügender Höhe ansteht und gestampft wird. Eine schädliche Einwirkung des Grundwassers durch Auswaschen des Betons ist also mit Sicherheit verhindert.

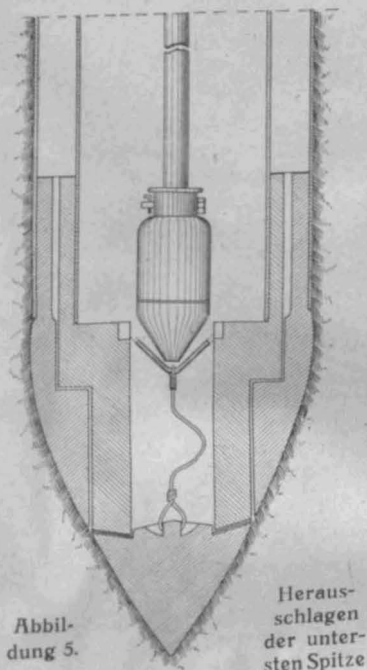
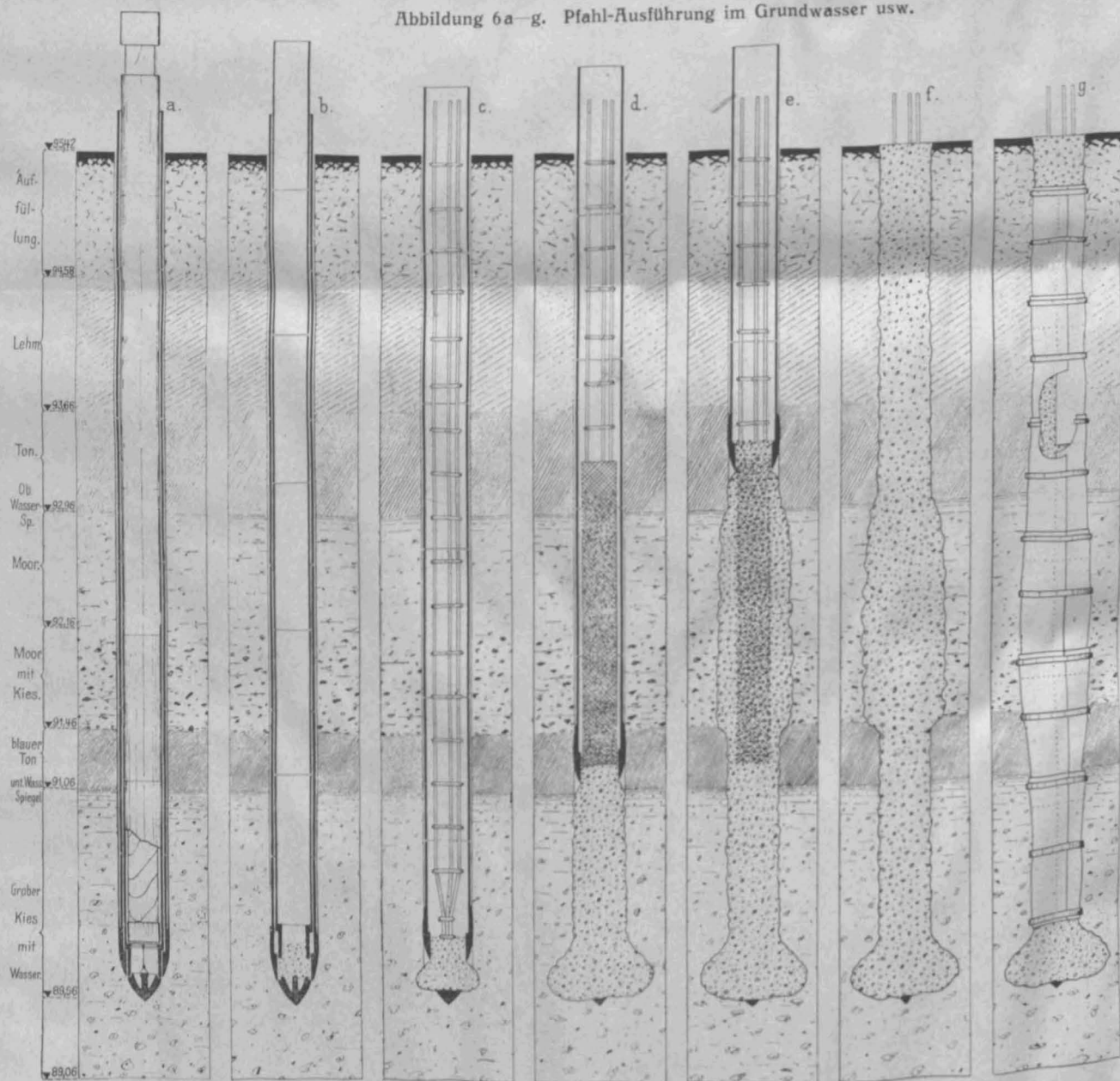


Abbildung 5.

Abbildung 6a—g. Pfahl-Ausführung im Grundwasser usw.



Lösung nicht eintreten, da der Verschluß durch das Erdreich zunächst noch fest an den inneren Spitzenteil gepreßt wird; erst nachdem Beton eingegeben ist und durch

Ist kein Wasser vorhanden, so kann sofort nach vollzogener Rammung das Füllrohr samt zweitem und drittem Spitzenteil aus dem Vortreibrohr herausgehoben und die

Ausbetonierung in bekannter Weise durchgeführt werden. In Abbildg. 2 und 3 in No. 6 sind Ansichten von Rammjungfer und Pfahl und eine Skizze des Vorganges der Pfahlerstellung in trockenem Boden gegeben. Daß eine etwa erforderlich werdende Eisenbewehrung ohne weiteres in das Vortreibrohr eingestellt und einbetoniert werden kann, wurde schon erwähnt. (Vergl. Abb. 6c.)

Ist völlige Sicherung des Pfahlbetons gegen angreifende Wässer, Moor oder dgl. gefordert, so wird dem nach dem Patent in einfachster Weise Rechnung getragen, indem der Pfahl einen Mantel aus schützendem Stoff von genügender Zerreißfestigkeit und Dehnbarkeit, Isolierpappe oder Jute, erhält, der ihn dicht umhüllt, ohne daß dadurch der Eindringung des Betons in das Erdreich und entsprechender Pfahlverdickung Abbruch geschieht. Es wird zu diesem Zweck die Hülle in der nötigen Länge entweder in das Vortreibrohr gebracht oder, da in der Regel in weichen Bodenschichten eine Eisenbewehrung anzuwenden sein wird, um diese herumgelegt. Für die nötige Dehnbarkeit dieser Hülle ist dadurch Sorge getragen, daß sie aus mehreren, sich längs überlappenden Bahnen zusammengesetzt wird, die vorläufig durch umgelegte Bänder (aus Federn, Papier oder Gummi) zusammengehalten werden (vergl. Abbildg. 4a und b in No. 6 und Abb. 6g.). Beim Stampfen wird die Hülle dann unter entsprechender Weitung mit dem Beton zugleich an das Erdreich angepreßt.

Gilt es, den frischen Beton innerhalb weicher Schichten (ohne angreifenden Charakter) zu schützen, so verwendet Zimmermann ein gelochtes Blechrohr oder einen Drahtgeflecht-Zylinder von ausreichender Länge, der in das Vortreibrohr eingesetzt wird und durch welchen Beton noch hindurch treten kann, der aber mit Sicherheit die Gefahr ausschaltet, daß durch unvorsichtiges, zu frühes Ziehen des Vortreibrohres der Pfahlkern in seiner Einheitlichkeit durch zwischenschießende Schichten weichen Bodens Unterbrechungen erfährt. Der Schutzzylinder hat naturgemäß ober- und unterhalb der gefährlichen Schicht um ein ausreichendes Maß in die festen Schichten einzugreifen. (Vergl. Abbildungen 6d und e.)

Nach gebührender Abwägung aller Vorzüge, die in gut durchdachter Weise dem Zimmermann'schen System eigen sind, muß gesagt werden, daß dieses das Beste darstellt, was heute für die Ueberwindung aller Schwierigkeiten der Betonpfahlgründung besteht. Um die gleichfalls durchaus günstige wirtschaftliche Seite des Systems kurz zu beleuchten, sei im folgenden ein Beispiel für die Kostenberechnung bei einem Hochbau gegeben:

1. Nutzquerschnitt: Bei 32 cm Pfahldurchmesser beträgt der rechnerische Nutzquerschnitt

$$F = \frac{3,14 \cdot 32^2}{4} = 804 \text{ qcm.}$$

2. Zulässige Beanspruchung:

Betonmischungsverhältnis	Nachgewiesene größte Druckfestigkeit	Zulässige Druckbeanspruchung des Betons (Amt. Best.)
1:3	350 kg/qcm	1/7 · 350 = 50 kg/qcm
1:4	320 "	1/7 · 320 = 45 "
1:5	300 "	1/7 · 300 = 43 "

Zulässige Biegespannung des Eisenbetons: 40 kg/qcm.

3. Tragfähigkeit unbewehrter Pfähle:

Bei Mischungsverhältnis 1:3	$P_3 = 804 \cdot 50 = 40200 \text{ kg} \approx 40 \text{ t}$
" 1:4	$P_4 = 804 \cdot 45 = 36180 \text{ kg} \approx 36 \text{ t}$
" 1:5	$P_5 = 804 \cdot 43 = 34572 \text{ kg} \approx 34 \text{ t}$

4. Tragfähigkeit bewehrter Pfähle, zentrisch belastet:

Bewehrung rd. 1%, d. i. 8,04 qcm: 5 R.E. 14 Φ mit $f_e = 7,7 \text{ qcm}$	
bei Mischung 1:3	$P_3 = 50 (804 + 15 \cdot 7,7) = 46000 \text{ kg} \approx 46 \text{ t}$
" 1:4	$P_4 = 45 \cdot 920 = 41400 \text{ kg} \approx 41 \text{ t}$
" 1:5	$P_5 = 43 \cdot 920 = 39560 \text{ kg} \approx 39 \text{ t}$

Bewehrung rd. 2%, d. i. 5 R.E. 20 Φ mit $f_e = 15,7 \text{ qcm}$	
bei Mischung 1:3	$P_3 = \sim 52 \text{ t}$
" 1:4	$P_4 = \sim 47 \text{ t}$
" 1:5	$P_5 = \sim 45 \text{ t}$

Bewehrung rd. 3%, d. i. 5 R.E. 24 Φ mit $f_e = 22,6 \text{ qcm}$	
bei Mischung 1:3	$P_3 = \sim 57 \text{ t}$
" 1:4	$P_4 = \sim 51 \text{ t}$
" 1:5	$P_5 = \sim 49 \text{ t}$

5. Zugrunde gelegte Preise:

Zement	50,0 M. f. d. cbm frei Bau
Kies	4,50 " f. 1000 kg "
Eisen	110,0 " f. 1000 kg "
Arbeitslohn:	
Beton, Mischen, Einbringen, Stampfen	4 M. f. d. cbm
Bewehrung, Flechten, Einsetzen, Verschnitt . .	4 " f. 100 kg

7. April 1917.

Kosten für 1 cbm Beton 1:3:

1 cbm Zement	50,00 M.
3 cbm Kies	13,50 "
	63,50
	$63,50 \cdot \frac{1,3}{4} = 20,64 \text{ M.}$
Arbeitslohn	4,00 "
Gesamtkosten	24,64 M.
Für die Mischung 1:4 stellt sich der Preis auf . .	21,68 M.
für 1:5 auf	19,70 M.

Dazu kommen noch die Kosten für Rammen einschl. Vorhaltung, Bedienung, Heizung der Ramme, für Vorhaltung aller Geräte und Rüstungen und für Transporte nach und von der Baustelle sowie für Ziehen der Vortreibvorrichtung für das stgd. m Pfahl 2,30 M.

6. Kosten für 1 stgd. m Pfahl von 32 cm Φ :

No.	Mischung	Tragfähigkeit ohne mit Bewehrung t	Bewehrungs-Querschnitt, Kosten	Kosten für Beton, Rammen, Ziehen M.	Kosten für 1 stgd. m Pfahl ohne mit Bewehrung M.	Kosten für 1 stgd. m Pfahl mit Bewehrung M.	Tragfähigkeit M
1	40	—	—	0,0804 · 24,64 = 2,30	1,98	4,28	0,107
2	—	46	5 R.E. 14 Φ 7,7 · 0,15	4,28	—	4,28	5,44 0,119
3	—	52	5 R.E. 20 Φ 15,7 · 0,15	4,28	—	4,28	6,64 0,128
4	—	57	5 R.E. 24 Φ 22,6 · 0,15	4,28	—	4,28	7,67 0,134
5	36	—	—	0,0804 · 21,68 = 2,30	1,74	4,04	0,112
6	—	41	wie No. 2	4,04	—	4,04	5,20 0,127
7	—	47	wie No. 3	4,04	—	4,04	6,40 0,136
8	—	51	wie No. 4	4,04	—	4,04	7,43 0,145
9	34	—	—	0,0804 · 19,70 = 2,30	1,58	3,88	0,114
10	—	39	wie No. 2	3,88	—	3,88	5,04 0,129
11	—	45	wie No. 3	3,88	—	3,88	6,24 0,138
12	—	49	wie No. 4	3,88	—	3,88	7,27 0,148

Diese Preisergebnisse sind entsprechend zu ändern bzw. zu ergänzen, wenn:

- die Bewehrung nicht auf die ganze Pfahllänge durchgeht,
- bei Grundwasserandrang die Verschlußspitze verloren wird (4 M. für den Pfahl),
- in nassen Schichten Schutzzyylinder zur Anwendung gelangen,
- in den Beton angreifenden Schichten ein Isoliermantel anzulegen ist,
- in nachgiebigen Bodenschichten der Betonverbrauch durch Eindringung wächst bzw. der Pfahlfuß durch besonders starke Rammung erheblich verbreitert wird.

Was die statische Berechnung des Z-Pfahles anlangt — abgesehen von der Beanspruchung bei exzentrischer Belastung und Knickung — so kann man wohl aus dem Rammergebnis nach den üblichen Rammformeln die Tragfähigkeit berechnen, muß sich aber bewußt bleiben, daß die tatsächliche Tragfähigkeit des Betonpfahles eine wesentlich höhere ist, weil die Reibung im Pfahlmantel zwischen dem Erdreich und dem rauen bzw. wulstigen Beton erheblich größer ist als sie zwischen Erdreich und Eisen beim Rammen war, und daß ferner der Betonpfahl einen breiten Fuß hat, während der Rammpfahl eine Spitze hatte.

Bei exzentrischer Beanspruchung und Knickung empfiehlt sich die Berechnung nach den neueren Methoden, z. B. der Gebrauch der allgemeinen Knickformeln von Schnapp (vergl. Zbl. d. Bverwiltg. 1915, S. 309, 325, 367, 419).

Nachschrift. Zu meinem Aufsatz „Der neue Ortpfahl, System Zimmermann“ in No. 6 der „Mitteilungen“ schreibt die Beton- und Tiefbau-Gesellschaft Mast m. b. H. in Berlin, an die Schriftleitung unter anderem Folgendes:

„Der Verfasser gibt an, daß die Jungfer enganschließend im Blechrohr sitzen muß und leitet daraus unter der Rubrik „Hauptnachteile“ mehrere Punkte solcher Nachteile her. Es ist unrichtig, daß die Rammjungfer enganschließend im Blechrohr sitzen muß, im Gegenteil hat sie in dem Blechrohr einen reichlichen Spielraum von 4 cm, da das normale Blechrohr einen Durchmesser von 32 cm, die dazu gehörige Rammjungfer aber nur einen solchen von 28 cm hat. Diese Bauweise wird seit Einführung des Pfahles in die Praxis angewandt. Die unrichtige entgegengesetzte Angabe des Verfassers ist für die falsche Beurteilung des Pfahlsystems so grundlegend, daß bei ihrer Richtigstellung nahezu sämtliche angeführten Nachteile gegenstandslos werden, wie dies ja auch die Praxis längst erwiesen hat.“

Ich bemerke hierzu Folgendes: In der Broschüre von H. Struif, der Betonpfahl „System Mast“ Berlin 1913, auf welche auch die Firma in ihrem Schreiben verweist, liest man auf S. 8: „Die gewöhnlich 1–1,5 mm starke, zylindrische oder konische Blechrohrform von ca. 32 cm Durchmesser wird am unteren Ende mit der vorgeschriebenen Spitze versehen, unter die Ramme gebracht und eine genau passende Rammjungfer hineingelassen, die den oberen Blechrand um etwa 1 m Höhe überragt.“

Literatur.

Berechnung des kontinuierlichen Balkens mit veränderlichem Trägheitsmoment auf elastischen drehbaren Pfeilern. Wir erhalten hierzu folgende Zuschrift:

„In No. 2, Jahrgang 1917 Ihrer geehrten Zeitschrift ist eine Besprechung des neu erschienenen Buches von Dr.-Ing. E. Suter: „Berechnung des kontinuierlichen Balkens mit veränderlichem Trägheitsmoment auf elastisch drehbaren Pfeilern, sowie Berechnung des mehrfachen Rahmens mit geradem Balken nach der Methode der Fixpunkte“ erschienen, welche die berechtigten Vorzüge der schönen Arbeit gebührend hervorhebt.“

Ich möchte jedoch darauf hinweisen, daß die sehr anschauliche Methode, die Bestimmung der Fixpunkte auf die Berechnung ein- oder mehrfacher Rahmengebilde anzuwenden, m. W. das erste Mal bereits im Jahre 1904 von mir bekannt gegeben wurde, und zwar in meiner in Heft No. 50 Jahrgang 1904 der „Zeitschrift des Oesterreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins“ erschienenen Untersuchung: „Beitrag zur Berechnung der Querrahmen eiserner Brücken“. In diesem Aufsatz zeigte ich die Anwendung der Ritter'schen Methode zur Berechnung des kontinuierlichen Balkens mit elastisch drehbaren Stützen auf die rasche zeichnerische Untersuchung der Rahmen. Als Haupthilfsmittel diente (wie bei Suter) die rasche Bestimmung der Fixpunkte jedes einzelnen Rahmenbalkens, abgeleitet aus der Verdrehungs-Festigkeit der Rahmenecken.

Die sehr eingehende beachtenswerte Suter'sche Arbeit verliert hierdurch übrigens Nichts von ihrem Wert.“ — Fr. Brunner in Sterkrade.

Neuerscheinungen. (Besprechung bleibt vorbehalten.)

Herzka, Leop., Ing., Staatsbahnrat. Die Berechnung des zweistieligen, symmetrischen Stockwerkrahmens für beliebigen

Der Ausdruck „genau passend“ läßt die Auffassung, daß die Rammjungfer sich dem Rohr eng anschließt, zweifellos gerechtfertigt erscheinen und muß dann zu der von mir gegebenen Herleitung entsprechender Nachteile führen, die übrigens auch von Dr. Leske in der Broschüre „Der Betonpfahl in Theorie und Praxis“ Berlin 1916 hervorgehoben werden; es heißt dort: „Ein erheblicher statischer Nachteil liegt darin, daß der Holzkern sich beim Rammen in die Hülse festkeilt . . .“. Wenn nun von der Firma Mast dagegen angegeben wird, daß bei ihren Ausführungen eine Jungfer mit Spielraum im Rohre zur Anwendung gebracht wird, so entfällt der in meiner Zusammenstellung hierauf bezogene Nachteil mit seinen Folgerungen. Es empfiehlt sich aber jedenfalls, die irreführende Wendung in der Struif'schen Broschüre zu berichtigen und in Einklang zu bringen mit der tatsächlichen Ausführung und mit einem Hinweis, der sich auf S. 16 der gen. Schrift findet und von einer Jungfer spricht, die allseitig frei in der Pfahlform steht.

Ob der Spielraum zwischen Jungfer und Rohrrinnenwand beim Rammen erhalten bleibt oder ob dennoch Festklemmungen auftreten, wird infolge des dünnen Rohrblechtes durchaus von dem Grade der Nachgiebigkeit des zu durchfahrenden Bodens abhängig bleiben; bei starrem Boden wird das Rohr dann keineswegs nur Zugspannungen (vergl. Struif, S. 10) erfahren, sondern es wird durch den äußeren Druck nach innen einknicken, sich fälteln und der beregte Nachteil wird unvermeidlich sein. — Dr.-Ing. H. Nitzsche.

Kraftangriff. (4^o, 23 S. Text mit 34 Textabb.) Sonderdruck aus der „Zeitschrift für Betonbau“ 1916, Heft 7–10. Wien 1916. Lehmann & Wentzel. Pr. 2 M. —

Kunze, Walther, Dr.-Ing. Ein neues Verfahren zur Bestimmung exzentrisch belasteter Eisenbeton-Querschnitte. (4^o, 16 S. Text mit Tabellen.) Sonderabdruck aus „Armiertes Beton“, Jahrg. 1916, Heft 8. Berlin 1916. Julius Springer. Pr. 1 M. —

Schlüter, H. Die Schub sicherung der Eisenbetonbalken durch abgeogene Hauptarmierung und Bügel nach Vorschrift der neuen Bestimmungen vom 13. Januar 1916. (Kl. 8^o, 67 S. Text mit 40 Textabb. und Zahlenbeispielen.) Berlin 1917. Herm. Meuser. Pr. 2,40, geb. 3,20 M. —

Deutscher Ausschuß für Eisenbeton. Heft 37. Versuche mit Eisenbeton-Balken zur Ermittlung der Widerstandsfähigkeit von Stoßverbindungen der Eiseineinlagen (Ergänzungsversuche). Ausg. i. d. kgl. sächs. Mechan. Techn. Versuchsanstalt zu Dresden 1913. Bericht erstattet von Geh. Prof. Otto Wawrziniok, Adjunkt d. Vers.-Anst. u. Dipl.-Ing. Hofrat Prof. Herm. Scheit, Dir. d. Vers.-Anst. u. Mitwirkung von Reg.-Bmstr. H. Amos, Assistent d. Vers.-Anst. (8^o, 24 S. Text mit 37 Abb. u. Tabellen.) Berlin 1917. Wilh. Ernst & Sohn. Pr. 2,40 M. —

Handbuch der Ingenieur-Wissenschaften II. Teil. Brückenbau. I. Bd. Die Brücken im allgemeinen. Massive Brücken in Stein, Beton und Eisenbeton. Herstellung und Unterhaltung der steinernen Bogenbrücken. Bearbeitet von M. Foerster, Th. Landsberg, G. Mehrten. Herausgegeben von Geh. Brt. Prof. Dr.-Ing. Th. Landsberg. 5. vermehrte Aufl. (8^o, 556 S. Text. Mit 355 Abbildungen u. einer Ausschlagstabelle im Text, Sachregister u. 22 lithogr. Tafeln.) Leipzig 1917. Wilh. Engelmann. Pr. 33 M. —

Inhalt: Zwei Wassertürme aus Eisenbeton. — Der neue Ortpfahl, System Zimmermann (D. R. P.). (Schluß.) — Literatur. Neuerscheinungen. — Deutscher Beton-Verein (E. V.). —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin.
Buchdruckerei Gustav Scheu Nachflg. P. M. Weber in Berlin.

Deutscher Beton-Verein (E. V.).

Tagesordnung für die 20. Hauptversammlung

am 19. April 1917, vorm. 10^{1/2} Uhr, im Hotel „Der Kaiserhof“ zu Berlin.

1. Jahresbericht des Vorstandes und Bericht des Wirtschaftlichen Ausschusses.
2. Rechnungslegung durch den Schatzmeister; Bericht der Rechnungsprüfer; Entlastung des Vorstandes.
3. Vorlage des Voranschlages für 1917.
4. Beschlußfassung über die Verwendung der Stiftungsbeträge.
5. Neuwahl von 4 Vorstandsmitgliedern nach § 6 der Satzung. Es scheiden aus die Herren: Carstanjen, Rank, Kommerz.-Rat Toepffer, Kommerz.-Rat Wolle.
6. Ersatzwahl für das verstorbene Mitglied Hr. Baurat Bernhard Liebold.
7. Wahl von 3 Rechnungsprüfern (derzeit die Herren: Hugo Hüser, Schwenzow, Spithaler).
8. Bericht über die Arbeiten des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton.
9. Bericht über die Tätigkeit der Kommission zur Untersuchung der Verwendbarkeit von Hochofenschlacke zu Beton zwecken.
10. Vorlage der „Bedingungen für Beton- und Eisenbetonarbeiten“.
11. Allgemeine Aussprache.
12. Erledigung eingehender Anfragen.

Die Teilnehmer an der Versammlung werden darauf aufmerksam gemacht, daß sich im Versammlungsraum ein Kasten zur Aufnahme schriftlich gestellter Fragen befindet. Die Fragen werden am Schluß der Versammlung zur Verlesung kommen. Ein Festessen wird in diesem Jahr nicht stattfinden. Dagegen ist es erwünscht, daß sich die Teilnehmer an der Hauptversammlung nach Schluß derselben zu einem einfachen, gemeinschaftlichen Essen, das ebenfalls im Hotel „Der Kaiserhof“ stattfindet, zusammen finden.

Obercassel (Siegkreis), den 1. April 1917.

Der Vorstand des Deutschen Beton-Vereins (E. V.), Alfred Hüser, Vorsitzender.

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

14. Jahrgang 1917.

№ 8.

Zwei Wassertürme aus Eisenbeton.

Entwürfe und Ausführungen der Firma Johann Odorico (Inhaber Ingenieur R. Wortmann) in Dresden.
Von Oberingenieur Dipl.-Ing. Hermann Marcus. Hierzu die Abbildungen S. 59–61. (Schluß.)

II. Wasserturm bzw. Bismarckturm für die Niederlausitzer Wasserwerks-Gesellschaft m. b. H. Senftenberg (Niederlausitz).



on der Niederlausitzer Wasserwerks-Gesellschaft m. b. H. sind eine Anzahl Bauten zum Zweck der Wasserversorgung errichtet worden, welche von der Firma Odorico in den Jahren 1912 bis 1913 ausgeführt wurden, so ein Wasserbehälter aus Eisenbeton von 2000 cbm Nutzinhalt auf dem Raunoer Berg, einer

aus Stampfbeton bei Lauchhammer mit 850 cbm Nutzinhalt, eine Enteisungs-Anlage bei Dolstheida und endlich der Wasserturm bzw. Bismarckturm in Senftenberg. Die Ausführung des letzteren, dessen Gesamt-Anordnung aus der Abb. 8, S. 59, zu entnehmen ist, während die Abb. 9 und 10, S. 61, den Turm im Bau und fertig gestellt wiedergeben, ist auf Grund eines engeren Wettbewerbes, bei welchem die eingeladenen Firmen ihre eigenen Vorschläge gemacht haben, der Firma Odorico übertragen worden. Der Turm, der ursprünglich nur Wasserversorgungszwecken dienen sollte, wurde auf Wunsch der Bauherrin und der beteiligten Behörden zur vorbildlichen Erinnerung an den „eisernen“ Reichskanzler auch als Bismarckturm ausgeführt. Als solcher erhielt er über der Eingangstür eine Bronzeplakette mit dem Relief Bismarck's und an der Spitze ein Feuerbecken zum Abbrennen der Feuer an Bismarck's Geburtstag. Außerdem kann er als Aussichtsturm dienen.

Der Turm, dessen Grundriß kreisförmig ist, hat eine Gesamthöhe von 42,8 m und eine Höhe bis zur Behälter-Unterkante von 31 m. Er besteht im Wesentlichen aus einem Eisenbeton-Gerippe, nämlich aus 6 senkrechten Eisenbeton-Säulen von 0,5 bzw. 0,55 m Breite und nach unten zunehmender Stärke mit einer nach außen hin aus Gründen der Architektur größeren Breite von 0,85 m. Diese Säulen werden sowohl durch ringförmige, wie auch durch quer sich kreuzende Rippen aus Eisenbeton zu einer einheitlich wirkenden Konstruktion vereinigt. Im gleichen Sinn

wirken auch die ringförmigen Aussichts-Podeste des 1. und 2. Austrittes, wie auch die Eisenbetondecken im oberen Turmteil: der sogenannte Tropfboden und die schwere Tragdecke unterhalb des Behälters. Die Säulen kommen auf einen ringförmig angelegten Fundamentkörper aus Stampfbeton, auf welchen die Lasten durch einen Verteilungsbalken aus Eisenbeton übertragen werden, zu stehen. Die Ausfachung besteht aus 13 cm starken Wänden aus Ziegel-Mauerwerk, welches mit Flacheisen bewehrt wurde, um den erforderlichen Widerstand gegen Beanspruchung durch Winddruck zu erzielen, bzw. um den Zusammenhang mit der übrigen Konstruktion zu sichern.

Zur Benutzung als Aussichtsturm ist eine bequem begehbare Treppe, welche sich innerhalb der Umfassung entlang wendet, ausgeführt worden. Sie stützt sich auf die aus den Umfassungssäulen auskragenden Konsolen, auf welche die Treppen- und Podestlasten durch entsprechende Wangenträger übertragen werden. Sie bekam auf Wunsch der Bauherrschaft eine massive Brüstung von verhältnismäßig großer Höhe. Für die Aussicht dienen die rings um den Turm sich erstreckenden Austritte, welche mit kräftigen schmiedeeisernen Geländern versehen sind und von welchen der erste 6,5 m, der zweite etwa 37 m über Gelände-Oberkante angeordnet ist.

Der zylindrische Behälter, dessen Nutzinhalt bei einem lichten Durchmesser von 8,2 m und bei 6,65 m Wasserstandshöhe 350 cbm beträgt, wurde nach Fertigstellung aller übrigen Arbeiten ausgeführt und steht ohne Zusammenhang mit den anderen Konstruktionen. Von der darunter befindlichen Tragdecke ist der Behälter durch doppelte Asphaltfilzplatten und von den ringsherum stehenden Stützen durch Zwischenräume isoliert. Die Dachkonstruktion trägt in ihrem obersten Teil ein rundes Feuerbecken aus feuerfestem Material von rd. 2,5 m Durchmesser zur Abbrennung der sogenannten Bismarckfeuer. Es ist zweckentsprechend von der übrigen Konstruktion durch Lufträume bzw. durch hochporöse Ziegel isoliert. Die Dachkonstruktion besteht aus drei sich durchschneidenden Zweigelenkrahmen mit wagrechtem Riegel von 9 m Spannweite, vergleiche Grundriß A-A, lotrechten Schnitt a-a, b-b und die Dar-

stellung der Bewehrung der Binder in Abbildung 11, deren Lasten von Eisenbetonstützen, welche um den Behälter herum angeordnet sind, auf die unter dem Behälter befindliche Tragdecke übertragen werden. Die Belastungsverhältnisse und die auftretenden

am Umgang des Behälters genügende Breite zu erhalten und wird von dem oberen Ring abgefangen. Dieses dürfte insofern von Interesse sein, als dieser Ring, der auf Biegung und Verdrehung (Torsion) beansprucht wird, durch eine verhältnismäßig große

Einzellast von rd. 10 t in der Mitte belastet wird. Die Eiseneinlage zur Aufnahme der Torsionsspannungen wurde in ähnlicher Weise (aus schräg angeordneten Bügeln nach zwei sich kreuzenden Richtungen) wie sich bei den Versuchen über die Widerstandsfähigkeit von Beton und Eisenbeton gegen Verdrehung „Deutscher Ausschuß für Eisenbeton“, Heft 16 als zweckmäßig erwiesen hat, vorgesehen. (Vergl. Abb. 13, S. 60.) Der Zugangspodest zu dem oberhalb des Behälters angeordneten Feuerbecken wurde durch Hängesäulen an den Dachbindern aufgehängt (Schnitt b-b in Abbildung 8).

Die schwer belastete Decke unter dem Behälter besteht in der Hauptsache aus drei sich kreuzenden eingespannten Rahmen von 10,50 m Spannweite, zwischen die sich die polygonal angeordneten Nebenunterzüge und die durchlaufenden Eisenbetonplatten spannen. Abb. 14, S. 60, gibt die Abmessungen und die Bewehrung dieser Rahmen an, während Abbildung 15 die Belastungsverhältnisse und die Momente darstellt. In Abbildung 16 ist die Ausbildung der Decke selbst wiedergegeben.

Aus der Berechnung sei noch hervorgehoben, daß der Behälter derart bemessen wurde, daß die Eiseneinlage mit 800 kg/qcm, der Beton auf Zug mit höchstens 10 kg/qcm beansprucht wird. Die Einspannung der Wände im Behälterboden wurde durch entsprechende Anordnung der lotrechten Eiseneinlage und durch die Eckverstärkungen berücksichtigt. Die höchste Beanspruchung der Säulen bei gleichzeitiger Berücksichtigung des Winddruckes beträgt 30 kg/qcm oben bis zu 35 kg/qcm unten. Die Umfassungssäulen im Sockelgeschoß, welche eine starke exzentrische Belastung von den oberen Säulen aufzunehmen haben, sind in der Druckzone durch eine Umschnürung aus Ringeisen verstärkt worden (Abb. 17, S. 60.) Der Baugrund, welcher aus festgelagertem Kiessand bestand, wurde mit höchstens 2,5 kg/qcm belastet.

Was die äußere Ausgestaltung anbetrifft, strebte der Architekt des Bauwerkes, Paul Bender in Dresden, mit Rücksicht auf die Bestimmung als Bismarckturm nach einem monumentalen Äußeren, was ihm, wie Abb. 10, S. 61, zeigt, auch gelungen sein dürfte. Unter dem gleichen Gesichtspunkt wurden die Ansichtsflächen sorgfältig mit Edelputz von verschiedener Körnung verputzt, für die Dachdeckung des kuppelförmig begrenzten Daches Kupferblech verwendet. Eine Aufnahme des Baues während der Ausführung mit dem Gerüst zeigt Abbildung 9, S. 61.

Die örtliche Bauleitung der Bauherrschaft hatte Hr. Dir. Wagenführer der Niederlausitzer Wasserwerks-Gesellschaft m. b. H., die architektonische Ausgestaltung, wie schon erwähnt, Hr. Arch. B.D.A. Paul Bender in Dresden, während der Entwurf und die Berechnung sämtlicher Eisenbeton-Arbeiten der ausführenden Firma Johann Odorico (Inh. Ing. R. Wortmann) oblagen. —

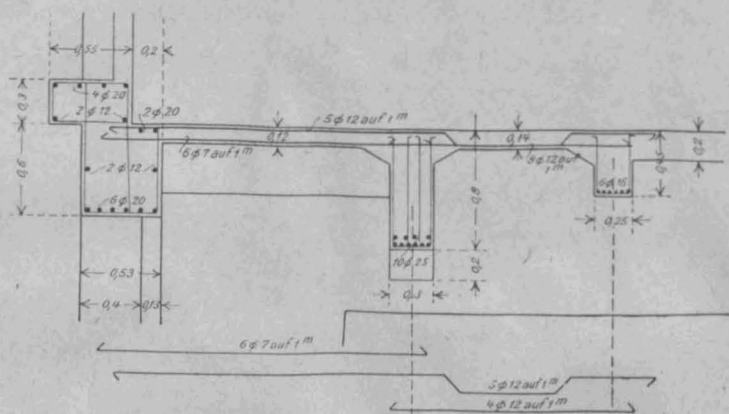


Abbildung 16. Decke unter dem Wasserbehälter.

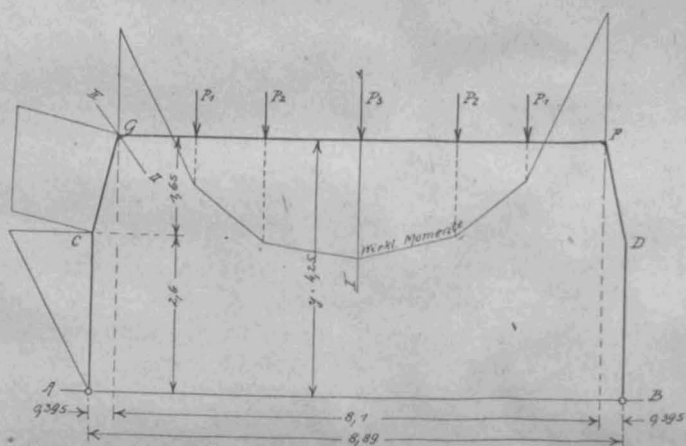


Abbildung 12. Belastungs-Schema und Momente der Dachbinder.

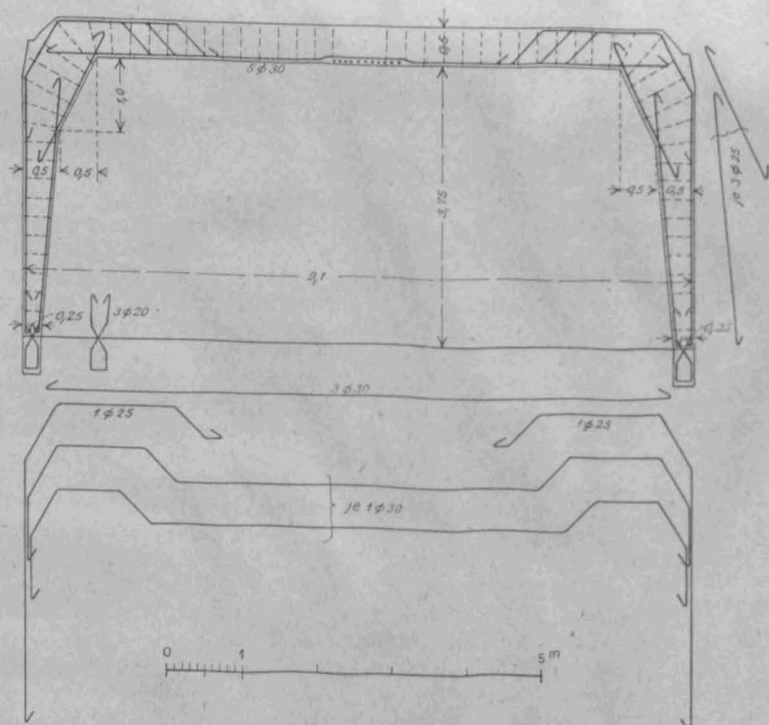


Abbildung 11. Rahmen-Konstruktion der Dachbinder.
Wasserturm in Senftenberg.

Momente des Binders gibt Abbildung 12 wieder. Diese Stützen sind in Höhe des oberen Austrittes und über der Tragdecke durch ringförmige Rippen ausgesteift. Eine von den Stützen hört in der Höhe des oberen Austrittes auf, um für den Treppenaustritt

20. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins.

Am 19. d. M. tagte in Berlin die 20. Hauptversammlung des „Deutschen Beton-Vereins“ unter Leitung seines derzeitigen Vorsitzenden Hrn. Ing. Alfred Hüser, Oberkassel. Auch diese dritte Kriegstagung beschränkte sich auf den engeren Kreis der Mitglieder, von denen sich auch nur eine kleine Zahl einfinden konnte, und auf die Behandlung vorwiegend innerer Vereins-Angelegenheiten und einiger weniger, dessen Interessen besonders nahe liegender, technischer und wirtschaft-

sich also kaum geändert. Die Anteile sind jedoch von 861 auf 785 zurückgegangen infolge des verringerten Umsatzes einiger Firmen. Aus dem Vorstand ist durch Tod Hr. Baurat Bernhard Liebold-Holzminde ausgeschieden, ein Mitbegründer des Vereins; unter den beratenden Mitgliedern ist der Tod des Geh. Baurates Prof. Dr.-Ing. Th. Landsberg-Berlin, unter den außerordentlichen Mitgliedern derjenige des Hrn. Prof. Dr.-Ing. Rud. Dyckerhoff-Biebrich a. Rh. zu beklagen. Unter den Mitgliedern von Ruf, die der Verein durch den Tod

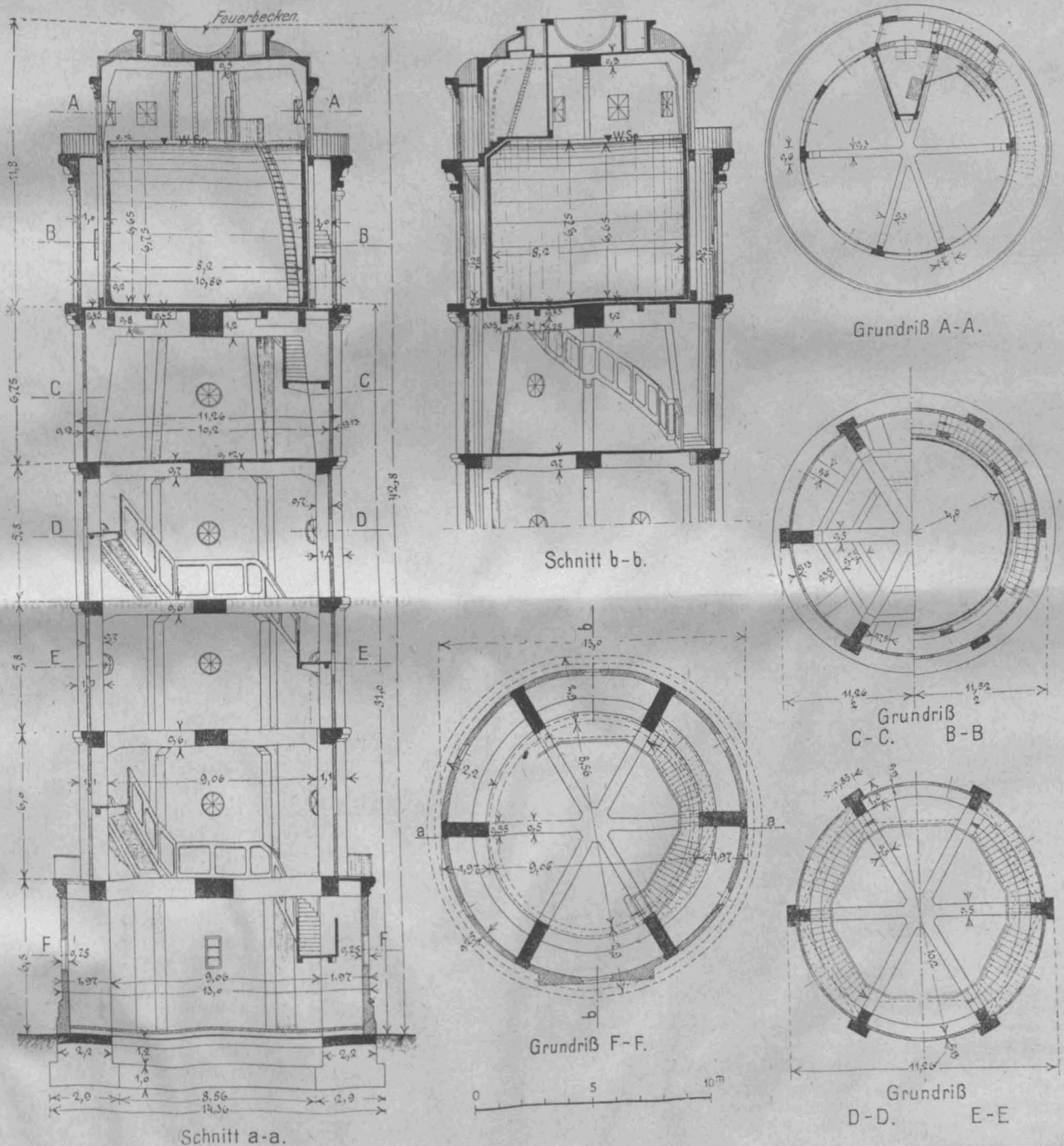


Abbildung 8. Gesamt-Anordnung des Wasserturmes in Senftenberg (Niederlausitz).

Zwei Wassertürme aus Eisenbeton. Entwurf und Ausführung Johann Odorico (Inh. Ing. R. Wortmann) in Dresden.

licher Fragen. Ueber die Ergebnisse der Verhandlungen selbst, die sich noch im Gange befanden, als die vorliegende Nummer unserer „Mitteilungen“ schon abgeschlossen werden mußte, können wir erst später berichten. Doch seien hier einige Angaben aus dem Geschäfts-Bericht des Vereins für das Jahr 1916 vorausgeschickt, die später z. T. noch einige Ergänzungen auf Grund der Verhandlungen erfahren sollen.

Die Zahl der Mitglieder betrug bei Ablauf des Geschäftsjahres 255 gegenüber 256 im Vorjahre (153 ordentliche, 78 außerordentliche, 24 beratende Mitglieder), hat

verlor, ist ferner Hr. Ing. Ed. Züblin-Straßburg zu nennen (die „Deutsche Bauzeitung“, bezw. die „Mitteilungen“ haben die Bedeutung und das Wirken dieser Männer bei ihrem Hinscheiden gewürdigt). Auf dem Felde der Ehre fiel das außerordentliche Mitglied Hr. Herm. Gockel von der Firma Gauhe, Gockel & Cie in Oberlahnstein.

Die Arbeiten des Vereins haben durch die Kriegslage naturgemäß stark gelitten und zwar um so mehr, als sowohl der Vereins-Direktor Hr. Reg.-Bmstr. Petry als auch der Vereins-Sekretär im Felde stehen. Die Ausbeute aus den Arbeiten der Ausschüsse, namentlich soweit diese

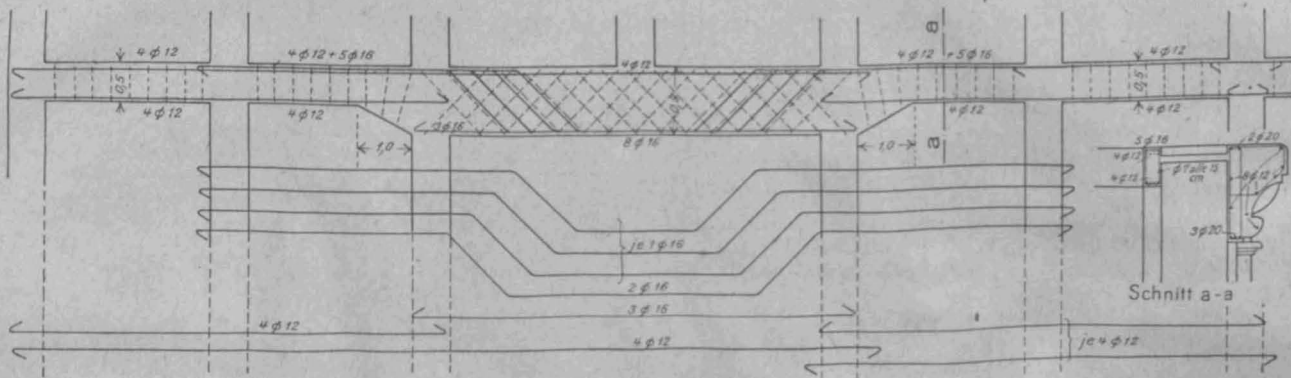


Abbildung 13. Innerer Ringbalken am oberen Umgang (vergl. Abbildung 8).

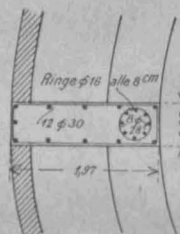
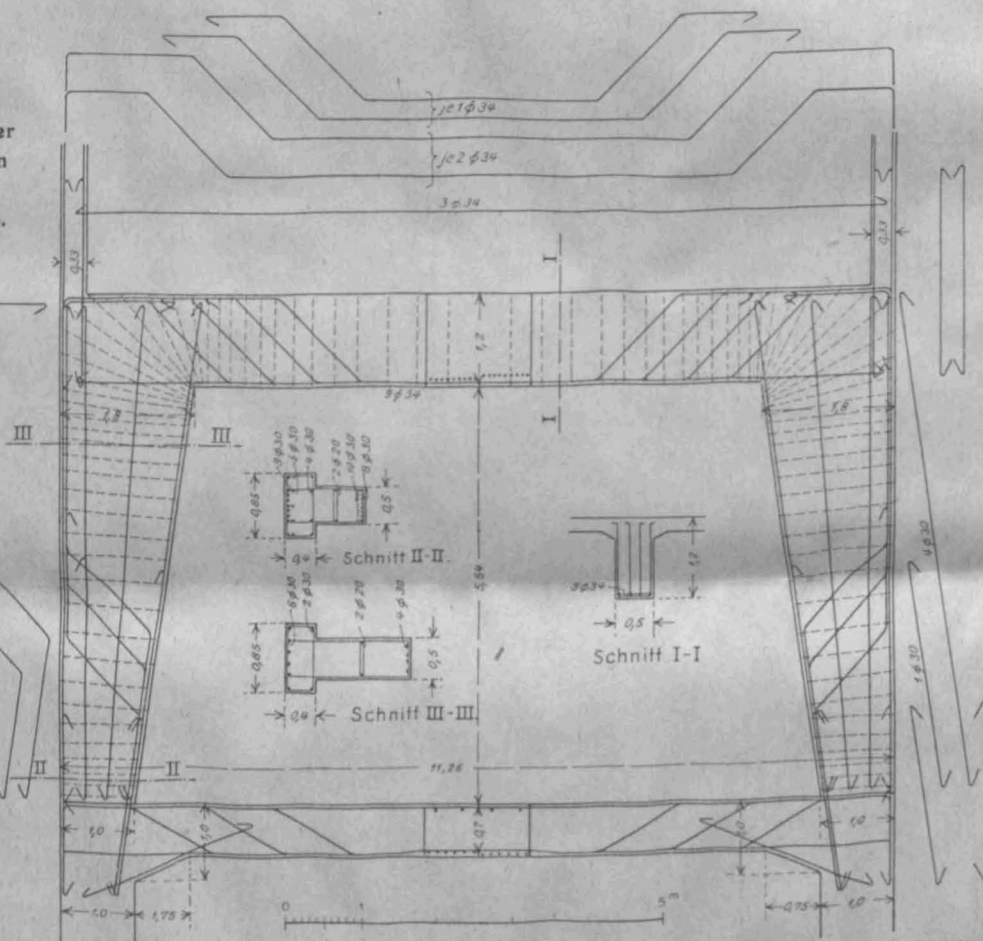


Abb. 17
(links)
Bewehrung einer
Säule im
Erd-
geschoß.

Abbildung 14.
Rahmen unter
dem Wasser-
Becken
(vergl. Abb. 8).

Entwurf und
Ausführung
Joh. Odorico
(Inhaber Ing.
R. Wortmann)
in Dresden.

Wasserturm
in Senften-
berg.



technische Fragen betreffen, ist daher in diesem Jahr im Allgemeinen gering. Abgeschlossen wurden die i.A. des Vereins von der Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G. in Biebrich a. Rh. begonnenen wertvollen Versuche zur Feststellung der Festigkeits-Unterschiede bei wechselndem Sandgehalt der Zuschlagstoffe von erdfeuchtem, weichem und flüssigem Beton*), aus denen Erfahrungen gesammelt werden sollten über den Einfluß der Korngröße des Sandes und des Wasserzusatzes auf die Festigkeit des Betons. Gleichzeitig wurden hierbei auch verschiedene Formen aus Eisen und Holz**) angewendet, bei denen die Probekörper mehr der Behandlung des Betons im Bau entsprechend hergestellt wurden. Die Versuche haben gezeigt, daß man der Auswahl der Sande und Kiese, sowie der Zusammensetzung der Körnungen weit mehr Aufmerksamkeit zuwenden muß, als das bisher geschehen ist, da die Festigkeit des Betons durch geeignete Zusammensetzung der feineren und gröberen Teile der Sande

*) Vergl. Mitteilungen, Jahrgang 1916 S. 30 und 39.
**) Vergleiche Jahrgang 1917 No. 3.

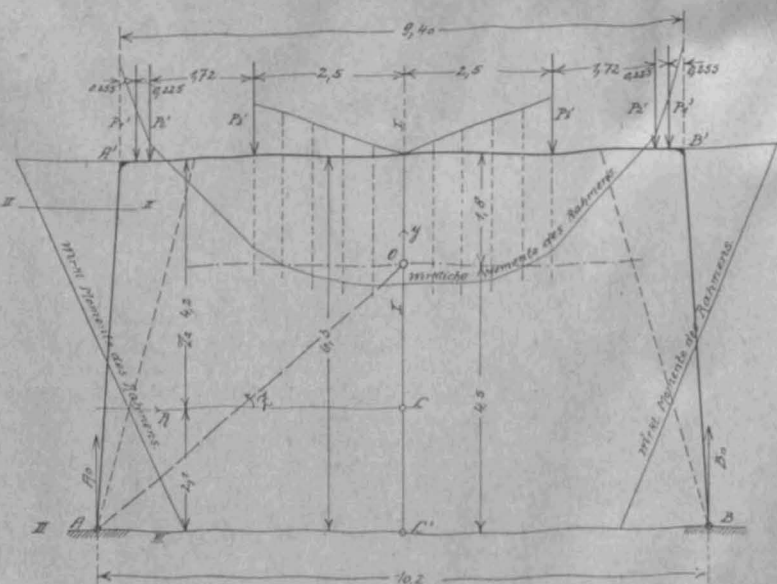


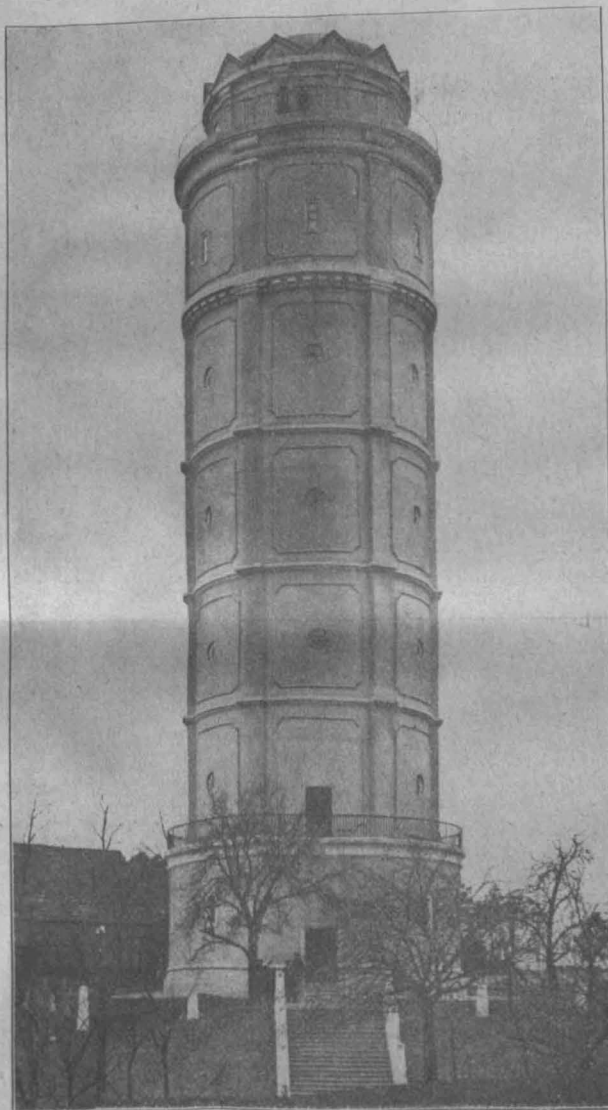
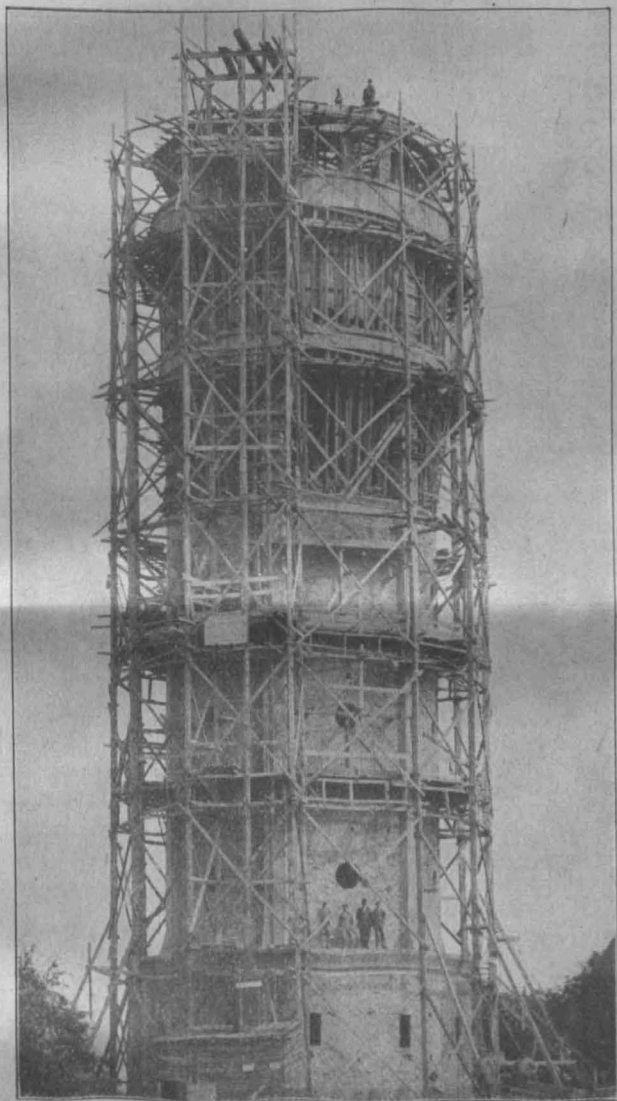
Abbildung 15. Belastungs-Schema und Momente des Rahmens, Abbildung 14.

erheblich gesteigert werden kann. Die Versuchs-Ergebnisse sind von Hrn. Dir. Spithaler in Biebrich a. Rh., der auch die Durchführung der Versuche überwacht hat, zusammengestellt und hinsichtlich ihrer praktischen Ergebnisse ausgewertet worden. Ein Antrag des Deutschen Beton-Vereins liegt dem „Deutschen Ausschuß für Eisenbeton“ vor, dahingehend, diese Arbeit als eine Ergänzung zu den in Heft 29 der Ausschuß-Mitteilungen 1915 veröffentlichten Versuche erscheinen zu lassen. Der Ausschuß wird in seiner nächsten Sitzung darüber Beschluß fassen.

Ueber die Versuche mit Kontrollbalken konnte der Bericht, der von Hrn. Dir. Petry bearbeitet wird, noch nicht zum Abschluß gebracht werden.

Erläuterungen zu den neuen ministeriellen Bestimmungen für Bauten aus Eisenbeton, und zwar sowohl zu dem praktischen, wie dem statischen Teil,

Beton-Vereins“ wurde vom Deutschen Ausschuß ein besonderer Studien-Ausschuß eingesetzt, dem auch Mitglieder des Vereins angehörten, und es fand eine eingehende Besichtigung dieser Bauwerke durch diesen Ausschuß statt. Soweit nicht die Risse ohne weiteres als solche, veranlaßt durch unrichtige Konstruktion, mangelhafte Verlegung und Ausbildung der Eiseneinlagen zu erkennen waren, kann es sich um Putz, Schwind- oder Bewegungsrisse handeln. Diese geben dann der dortigen, durch die Gase von Zinkhütten stark verunreinigten Luft, die schweflige Säure enthält, zusammen mit der Feuchtigkeit Zutritt zum Inneren des Betons, und wo die Eiseneinlagen nicht tief genug liegen, zu diesen. Die Folge sind Rosterscheinungen, die zu mehr oder weniger starken Abblätterungen und Absplitterungen führen können. In Tiefen von 3,5 cm wurden aber solche Rostangriffe auch unter ungünstigsten Verhältnissen nicht mehr gefunden.



Zwei Wassertürme aus Eisenbeton. Abbildung 9 und 10. Wasserturm in Senftenberg (Niederlausitz) im Bau und vollendet. Entwurf und Ausführung Joh. Odorico (Inhaber Ing. R. Wortmann) in Dresden. Architekt: Paul Bender in Dresden.

erschienen in mancher Hinsicht erwünscht. Der Verein hat daher dahin gerichtete Bestrebungen des Hrn. Prof. Dr.-Ing. Gehler-Dresden, durch die Mitarbeit eines Ausschusses unterstützt, dem u. A. die Hrn. Prof. Hager in München, Mörsch in Stuttgart und Hr. Dir. Spithaler angehörten, der in Gemeinschaft mit Hrn. Gehler über diese Frage, namentlich über in der Praxis aufgetretene Unklarheiten in eine Beratung eingetreten ist. Das Ergebnis der Gehler'schen Bemühungen ist seine kleine Schrift „Erläuterungen mit Beispielen zu den Eisenbeton-Bestimmungen von 1916“.*)

Der Verein hat sich auf Grund der (auch in den „Mitteilungen“ mehrfach erörterten) Perkunn'schen Veröffentlichungen über Riß- und Rostbildung an Eisenbeton-Brücken im Bezirk der Eisenbahn-Direktion Kattowitz mit dieser Frage und der Feststellung der Ursachen beschäftigt. Auf Antrag des „Deutschen

Die Oberfläche des Betons zeigte einen sehr geringen Säure-Angriff, während in der Nähe befindliche freistehende Eisenkonstruktionen Schäden aufwiesen, die im Vergleich zu denjenigen der Beton-Bauwerke sehr erheblich waren. Jedenfalls hat sich der Eisenbeton auch unter den dortigen sehr ungünstigen Verhältnissen besser bewährt als das Eisen, die Ausbesserung der aufgetretenen Schäden ist auch ohne große Schwierigkeiten möglich. Man wird aber in Zukunft bei Bauten an so gefährdeten Stellen der Unterhaltung eine größere Aufmerksamkeit zuwenden müssen als bisher. Der Arbeits-Ausschuß des deutschen Ausschusses für Eisenbeton kam in seinem, demnächst zu veröffentlichenden Bericht zu dem Schluß, „daß bei Eisenbeton wohl mehr als bei anderen Bauweisen Mängel im Entwurf und namentlich

*) Verlag Wihl. Ernst & Sohn. Vergl. Besprechung in No. 3, 1917.

bei der Ausführung vermieden werden müssen. Die Beschichtung der Brücken habe aber gezeigt, daß, wenn diese Bedingungen erfüllt sind, die Eisenbeton-Bauweise das ihr bisher entgegengebrachte Vertrauen auch in Zukunft verdiene.“ Der Beton-Verein selbst ließ zum Vergleich 21 Brücken an verschiedenen Stellen Deutschlands durch seine Mitgliedfirmen eingehend untersuchen auf Rißbildungs- und Abblätterungs-Erscheinungen. An einzelnen derselben sind auch besondere Beobachtungs-Einrichtungen angebracht worden, um das Verhalten auf Jahre hindurch zu verfolgen. An keinem der untersuchten Bauwerke sind danach Schädigungen festgestellt worden, die auch nur annähernd an diejenigen der Brücken im Kattowitzer Bezirk heranreichen. Auch hieraus darf wohl der Schluß gezogen werden, daß für die dort beobachteten Schäden die Hauptursache in der Einwirkung der Hüttengase zu suchen ist. Das bisher gewonnene Beobachtungsmaterial ist ebenfalls dem Deutschen Ausschuss zur Verwertung übergeben worden, außerdem werden die Beobachtungen fortgesetzt. Von genanntem Ausschuss sollen außerdem noch Versuche durchgeführt werden, wie die Verringerung der Rißbildung bei Beton und Eisenbeton überhaupt zu ermöglichen ist. Ein Arbeitsplan für Versuche über die Rißfestigkeit von bewehrtem und unbewehrtem Beton ist noch in Bearbeitung.

Eine wichtige Frage für die Ausführung von Beton-Arbeiten namentlich in manchen Bezirken Deutschlands ist diejenige der Verwendbarkeit von Hochofenschlacken zu Beton zwecken. Ein Unter-Ausschuss des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“, in dem auch Vereinsmitglieder mitarbeiten, beschäftigt sich mit dieser Frage, und es sind in seinem Auftrage im Kgl. Material-Prüfungsamt Berlin-Lichterfelde Versuche zu einem vorläufigen Abschluß gebracht, über die demnächst näherer Bericht erscheinen soll. Die Versuche erstreckten sich auf die allgemeinen Eigenschaften der Hochofenschlacke, ihre chemische Zusammensetzung, ihr Verhalten (Gefüge-Veränderung) bei Lagerung im Freien, auf die Eigenschaften der zu den Versuchen verwendeten Zemente und Zuschlagstoffe, die Druckfestigkeiten der Betonmischungen, das Verhalten der Schlacken und Eiseneinlagen im Beton, ferner auf die besonderen chemischen und mikroskopischen Untersuchungen. Aus den Versuchen geht hervor, daß Hochofenschlacken des Eisen-Hochofenbetriebes zum größeren Teil ein für Betonzwecke geeigneter Baustoff sind, daß andererseits aber auch dazu ungeeignete Schlacken anfallen.

Ein leicht erkennbares Merkmal zur Unterscheidung geeigneter und ungeeigneter Schlacken haben die Versuche dagegen leider nicht erbracht. Es wird aber angenommen, daß aus Erfahrung schon bald nach dem Erkalten beurteilt werden könne, ob die Schlacken zum Zerfallen neigen oder nicht, daß die Art der Ausschüttung auf der Halde und die davon abhängige schnellere oder langsamere Abkühlung von Einfluß auf die Eigenschaften sind, und daß die Hochofenwerke in der Lage sind, geeignete und ungeeignete Schlacken auf den Halden zu trennen. Bei Verwendung alter Halden sei besondere Vorsicht geboten und nach Aufschluß seien nur die steinigsten, noch einige Zeit nachher nicht zerfallenden Stücke der

Zerkleinerung in Steinbrechern mit Siebtrommeln zu unterwerfen. Die einwandfreie Unterscheidung zwischen geeigneter und ungeeigneter Schlacke kann also einstweilen nur durch den Eisenhüttenmann selbst erfolgen, die Werke müssen also auch selbst die Gewähr für das Material übernehmen.

Bestimmungen für die Verwendung von Hochofenschlacken aufzustellen und dem Minister der öffentl. Arbeiten zur Einführung zu empfehlen, erschien danach noch verfrüht. Doch wurde vorgeschlagen, Richtlinien für die Lieferung aufzustellen. Solche sind vom „Verein deutscher Eisenhüttenleute“ bereits entworfen und vom Ausschuss vorberaten. Sie liegen jetzt der Staatsbauverwaltung zur Äußerung vor.

Eine weitere technische Frage, die vom Verein in Gemeinschaft mit dem „Verband deutscher Steinholz-Fabrikanten“ in Bearbeitung genommen worden ist, ist diejenige einer für den Bestand der tragenden Betondecken unschädlichen Herstellung von Steinholz-Fußböden nach Auswahl der Rohstoffe und fehlerfreier Verarbeitungsweise. Wiederholt aufgetretenen Schäden, die auf die Steinholzmasse zurückzuführen waren, haben zu den gemeinsamen Beratungen geführt mit dem Endziel, Leitsätze aufzustellen. Es sollen vor ihrer endgültigen Feststellung noch einige Versuche durchgeführt werden, doch ist ihre Bekanntgabe im Laufe dieses Jahres wohl noch zu erwarten.

Wie das bereits auf anderen Gebieten des Bauwesens geschehen ist, so hat sich auch für den Beton- und Eisenbetonbau die Aufstellung einheitlicher Bedingungen für die Lieferung und Vergebung mehr und mehr als wünschenswert herausgestellt. Fast gleichzeitig haben der „Betonbau-Arbeitgeber-Verband für Deutschland“ und der „Deutsche Beton-Verein“ diese Frage aufgegriffen. Ein Ausschuss des ersteren Verbandes hatte bereits einen Entwurf für neue Bestimmungen aufgestellt, der Beton-Verein hat diese Arbeit nach Sammlung geeigneten Materials aus dem Kreise seiner Mitglieder dann fortgesetzt und ergänzt und schließlich haben die Ausschüsse beider Vereine gemeinsam gearbeitet und sich auf einen Entwurf zu „Besonderen Bedingungen für Beton- und Eisenbeton-Arbeiten“ geeinigt, aus deren Einführung eine wesentliche Vereinfachung und Erleichterung sowohl für den Bauherrn wie für den Unternehmer erhofft wird. Wir kommen auf den Inhalt und die Form dieser Bedingungen noch näher zurück.

Die Arbeiten über Bauunfall-Statistik sind im vergangenen Jahre nicht weiter geführt worden, da die private Bautätigkeit fast ganz ruhte, über Kriegsbauten aber nicht berichtet wurde.

Von der im Vorjahr zeitgemäß abgeänderten Schiedsgerichts-Ordnung des Deutschen Beton-Vereins wird immer mehr Gebrauch gemacht. Sie ist jetzt auch von der Obersten Baubehörde des kgl. bayer. Staatsministeriums des Inneren angenommen worden.

Einen breiten Raum nehmen in dem Jahresbericht die Mitteilungen des „Wirtschaftlichen Ausschusses“ des Vereins über die schwierigen wirtschaftlichen Verhältnisse, über das Verhältnis der Zementverbraucher zur Zementindustrie, über gewerbliche, sozialpolitische und Steuerfragen ein. — (Schluß folgt.)

Vermischtes.

Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. 15. Einsturz eines Eisenbeton-Gewölbes. Ueber der Schwimmhalle einer großen städt. Badeanstalt war eine Eisenbetondecke (Abb. 1 u. 2) hergestellt, die von unten den Eindruck eines halbkreisförmigen Tonnengewölbes von 12,5 m Spannweite machen sollte. Die Längswände waren durch vorspringende Pfeiler von 6 m Achsabstand in vier Felder geteilt; an den Pfeilern ging das Gewölbe bis zum Kämpfer hinunter, während es sich dazwischen auf Stichkappen stützte, die über den Fensteröffnungen angebracht waren. Zwischen diesen Kappen betrug die Gewölbespannweite knapp 10 m. Ueber der Decke befand sich ein eisernes Dachgerüst, in dessen Mitte ein fester Laufsteg angebracht war, der über die Decke hinwegführte, ohne mit ihr in Verbindung zu stehen. Mit der Ausführung der Decke wurde der Mindestfordernde, Unternehmer A., betraut. Im Verträge wurde die Decke Moniergewölbe genannt; es wurde verlangt, daß dieses außer dem Eigengewicht eine Nutzlast von 80 kg/qm tragen sollte; hiervon durften 50 kg/qm durch Hängeeisen auf die drei eisernen Dachbinder übertragen werden; im übrigen sollten die Pfeiler (ohne Zuganker) den Gewölbeschub aufnehmen. Der Unternehmer übernahm für die Bauweise die volle Verantwortung und verpflichtete sich, alle Bestimmungen und sonstigen Anordnungen der Baupolizei zu befolgen. Er übertrug die Berechnung dem Bautech-

niker B., der dieser allerdings recht schwierigen Aufgabe offenbar nicht gewachsen war. B. betrachtete das Gewölbe als eine aufgehängte Rabitzdecke, die in der Regel einer baupolizeilichen Genehmigung nicht unterliegt, und gab als notwendige Stärke 5 cm an. Die Decke wurde auf einer festen Schalung hergestellt; zunächst legte man eine Reihe von Längseisen, die bis zu 13 mm stark waren, darauf 6 bis 8 mm starke Bogeneisen, darüber wurden noch Diagonaleisen verlegt. Die Bogeneisen lagen somit annähernd in der Mitte des 5 cm dicken Gewölbes und konnten daher von keiner großen Wirksamkeit sein. Unter Aufsicht des Betonmeisters C. wurde darauf der Beton in guter Beschaffenheit aufgebracht. Die Stärke von 5 cm wurde nicht überall innegehalten; später fanden sich Stellen von 2,5 cm Dicke, auch einige durch die ganze Decke hindurchgehende Löcher. Ueber den Diagonaleisen wählte man eine größere Stärke. Einen Monat nach ihrer Vollendung wurde die Decke ausgeschalt, und 14 Tage danach mit Hängeeisen an den Dachbindern aufgehängt. In der Decke waren Oesen angebracht, die zum Teil nicht an den Eiseneinlagen befestigt, sondern nur in den Beton eingestampft waren; da hindurch steckte man die Hängedrähte, die auch nur hakenartig umgebogen und nicht geschlossen wurden. Die Hängedrähte waren bald lang, bald kurz, sie hingen nicht senkrecht, sondern beliebig schräg, wo es gerade paßte, an den Knotenpunkten der Dachbinder und an den Pletten. Einen Monat, nachdem die Hängeeisen angebracht waren, ist die

Decke von unten verputzt und gestrichen worden; Risse sollen damals nicht bemerkt worden sein.

Etwa 7 Monate nach der Ausschaltung wurden im Dachraum Heizkörper an die eisernen Dachbinder angehängt; sie standen somit in keiner Verbindung mit der Decke. Während des Einbaues wurde die Decke aber von den Arbeitern, nachdem Dielen gelegt waren, betreten; dabei zitterte sie stark. Ein Heizkörper stürzte bei der Arbeit auf eine der Dielen, ohne weiter Schaden anzurichten. Das Heizen erzeugte eine große Hitze im Dachraum und einen gewaltigen Zug durch die in der Decke vorhandenen Entlüftungsöffnungen. Der von der Stadt angestellte Bauleiter, Arch. D, ersuchte daher das städtische Maschinenbureau, die Öffnungen durch bewegliche eiserne Klappen zu schließen. Dies geschah, ohne daß das städtische Hochbauamt benachrichtigt wurde. Um die Öffnungen in der Decke wurden 15 cm hohe Schwemmstein-Kränze gemauert, darauf kamen die Klappenrahmen, die je 360 kg wogen; das macht 280 kg/qm, dazu kam vorübergehend das Gewicht von drei Arbeitern mit etwa 200 kg, während die Decke nur 20 kg/qm tragen durfte. Die Maurer

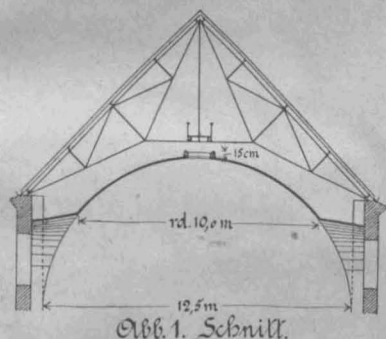


Abb. 1. Schnitt.

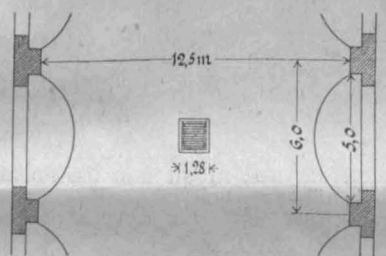


Abb. 2. Grundriß.

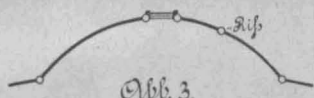


Abb. 3.

ten dabei die Decke, die bald darauf anfang einzustürzen; die beiden konnten sich nur durch Festhalten am eisernen Dachwerk vor dem Tod retten. Zuerst fiel eines der Mittelfelder, etwa 15 Minuten später folgten zwei weitere Felder, nur ein Endfeld blieb stehen. In der Schwimmhalle waren etwa 25 Personen anwesend; 2 Schüler wurden erschlagen, 15 andere mehr oder weniger schwer verletzt. Sechs Sachverständige haben Gutachten abgegeben, darunter Männer mit sehr bekannten Namen. Einer von ihnen gibt als unmittelbare Ursache des Einsturzes Folgendes an: Die Entlüftungsvorrichtung war mit dem Gewölbe nur lose verbunden, weiter unten fand sich ein klaffender Längsriß; man kann somit die in Abbildung 3 mit Kreisen bezeichneten Punkte als Gelenkstellen auffassen. Es sind vier Stäbe, die sich in völlig labilem Gleichgewicht befanden, ein Zustand, der zudem die gefährliche Eigenschaft hat, daß er äußerlich kaum erkennbar ist. Daraus erklärt es sich, daß alle Beteiligten, die das Gewölbe dicht vor dem Einsturz untersuchten, die drohende Gefahr nicht bemerkten. Der Umstand, daß zwei Personen die Decke betraten und dadurch einseitig belasteten, genügte schließlich, um das Ganze zu Fall zu bringen. Angeschuldigt wurden der Unternehmer A, sein Ingenieur B, sein Betonmeister C, der städt. Bauleiter Arch. D, der Stadtbaurat E und der zuständige Beamte der städt. Baupolizei F. Die Anklageschrift führte aus, A hätte sich bei diesem anerkannt schwierigen Bauwerk nicht unbedingt auf B allein verlassen dürfen, er hätte seinen Sonderentwurf der Baupolizei zur Genehmigung vorlegen müssen, außerdem hätte er die Bauausführung besser beaufsichtigen müssen. B treffe der größte Teil der Schuld, da er bestimmte Maße für die Ausführung angegeben und dadurch bei A die falsche Meinung

erweckt habe, er sei der Aufgabe, eine solche Decke zu berechnen, gewachsen; er hätte dafür sorgen sollen, daß sein Entwurf dem Stadtbauamt oder der Baupolizei vorgelegt werde. C hätte sorgfältiger darauf achten müssen, daß die ihm angegebene Gewölbstärke auch tatsächlich innegehalten werde. Die bauleitenden städt. Beamten D. und E. wurden der Fahrlässigkeit beschuldigt, da sie es unterließen, vom Unternehmer einen Sonderentwurf zur Nachprüfung einzufordern. Sie wären der Ansicht gewesen, es handle sich um eine aufgehängte Rabitzdecke — eine solche war anfangs auch durch die Baupolizei genehmigt —, während tatsächlich eine teilweise freitragende Decke ausgeführt sei; auf diese Abweichung hätten sie die Baupolizei aufmerksam machen müssen. Auch hätten sie später der immer weiter um sich greifenden Rißbildung mehr Aufmerksamkeit zuwenden müssen. Der Baupolizeibeamte F. war ebenfalls der Meinung, es handle sich um eine aufgehängte Rabitzdecke, die nicht genehmigungspflichtig war. Nach der Anklageschrift hätte er aber bei der Abnahme bemerken müssen, daß die Art der Aufhängung nicht der von ihm anfangs genehmigten Zeichnung entsprach. Die Anklage gegen F. ist nicht erhoben worden, da geltend gemacht wurde, ein Baupolizeibeamter könne wohl disziplinarisch verantwortlich gemacht werden, doch treffe ihn keine strafrechtliche Mitverhaftung. Das Verfahren gegen die zur Fahne einberufenen B., C. und D. ruht und wird voraussichtlich niedergeschlagen werden. Gegen A. und E. ist die Anklage erhoben worden; beide sind vom Gericht freigesprochen, der Staatsanwalt hatte Freisprechung beantragt. In der Begründung des Urteils wird ausgeführt, daß trotz aller Mängel die Decke an sich standicher gewesen sei; der Einsturz sei durch den Einbau der Entlüftungsvorrichtung verursacht worden; denn diese sei für die Decke zu schwer gewesen. Der Grund, daß dies habe geschehen können, sei auf das mangelhafte Zusammenarbeiten des Hochbau- und des Maschinenbureau zurückzuführen. Bestimmungen, die diesen Punkt regeln, seien nicht vorhanden; die Schuld treffe also nicht einen der beiden Angeklagten, sondern den Mangel in der Organisation der städtischen Verwaltung. —

L.-M.

An der Technischen Hochschule zu Hannover hat sich der kgl. Oberlehrer an der Baugewerkschule Buxtehude Dr.-Ing. Johs. Thieme als Privatdozent für Statik, Brückenbau, Eisen- und Eisenbetonbau habilitiert. Gegenstand des Habilitierungs-Vortrages bildete das Thema: Trägerarten, die aus einem Versteifungsbalken und Hänge- oder Druckbogen bestehen. —

Literatur.

Entwurf einer Polizei-Verordnung betr. den Schutz der Arbeiter bei Eisenbauten mit über 6 m hohen Räumen. Berlin 1917. Verlag Wilh. Ernst & Sohn. Pr. 30 Pf. —

Mit Runderlaß des preuß. Ministers der öffentl. Arbeiten vom 1. Februar 1917 ist den Prov.-Verwaltungen der Entwurf einer Polizei-Verordnung zugegangen, der einen erhöhten Schutz der Arbeiter bei der Ausführung hallenartiger Eisenbauten bezweckt und sinngemäß auch auf solche Bauten in Holz und Beton Anwendung finden soll, soweit die Unfallverhütungs-Vorschriften der Baugewerks-Berufsgenossenschaften nicht ausreichen.

Veranlassung dazu haben nach dem Runderlaß mehrere Unfälle bei der Errichtung meist Heereszwecken dienender Eisenbauten (Luftschiffhallen, Fabrikgebäude) gegeben, die eine Verschärfung der Schutzvorschriften wünschenswert haben erscheinen lassen, und zwar um so mehr, als derartige schwierige Bauten jetzt während der Kriegszeit vielfach mit ungeschulten und jugendlichen Kräften ausgeführt werden müssen. Es handelt sich also um Maßnahmen, die bedingt sind durch die während des Krieges eingetretenen besonderen Umstände, die aber auch nach Friedensschluß jedenfalls noch längere Zeit andauern werden. Es handelt sich auch um ziemlich einschneidende Maßregeln.

Der Entwurf zu der Polizei-Verordnung, deren möglichst unveränderte Annahme durch die zuständigen Stellen (Prov.-Rat bzw. Bezirks-Ausschuß) empfohlen wird, ist nach dem Erlaß unter Zuziehung von beamteten Sachverständigen und Anhörung von Vertretern aus den beteiligten Arbeitgeber- und Arbeitnehmerkreisen aufgestellt. Wo es der Polizei-Verwaltung kleiner ländlicher Gemeinden an den geeigneten Persönlichkeiten mit entsprechender technischer Vorbildung zur Überwachung der Bauten hinsichtlich Einhaltung der Schutzmaßregeln fehlt, wird Namhaftmachung solcher Persönlichkeiten durch die Reg.-Präsidenten bzw. Landräte empfohlen. Neben staatlichen und kommunalen Prüfungsstellen für statische Berechnungen wird dabei auf Dozenten techni-

scher Hochschulen und Baugewerkschulen, erfreulicherweise auch auf (an dem betr. Bau natürlich nicht interessierte) gewerblich tätige Ingenieure hingewiesen. Natürlich können auch geeignete staatliche Baubeamte in Frage kommen. Die Kosten der Zuziehung der Sachverständigen hat der zur Tragung der Polizeikosten Verpflichtete zu tragen.

Die Polizei-Verordnung besteht aus 4 Artikeln, von denen der erste die sachlichen Bestimmungen, während die anderen die Pflichten und Rechte der Polizei-Verwaltung hinsichtlich des teilweisen Erlasses oder der Verschärfung der Vorschriften sowie des Eingriffes in die Bauarbeiten, sowie schließlich die Strafen wegen Zuwiderhandlung enthalten. Die sachlichen Bestimmungen gliedern sich in solche allgemeiner Natur, in solche, die sich auf die Verkehrs- und Beförderungswege, Zufahrten und Arbeitsstellen, auf die Gerüste und auf Leitern, Hebezeuge und Aufzüge beziehen. Die Vorschriften sind sehr ins Einzelne gehend und legen der ausführenden Firma recht weit gehende Verpflichtungen auf. Besonders wichtig ist, daß die Montagepläne und die Arbeitszeichnungen der zu verwendenden Arbeits- und Schutzvorrichtungen nebst Erläuterungen und statischen Berechnungen der zuständigen Polizeibehörde vorzulegen sind. Die Gerüste dürfen dann erst nach erfolgter Genehmigung und Abnahme durch die Baupolizei-Behörde in Benutzung genommen werden. Letztere ist auch berechtigt, Probelastungen, sogar mit erhöhten Lasten vorzunehmen.

Die Tendenz, die in der Polizei-Verordnung zutage tritt, einen erhöhten Schutz der Arbeiter bei solchen mit Gefahr verbundenen Arbeiten zu erzielen, ist zweifellos zu begrüßen. Es wird aber sehr auf ihre Handhabung ankommen, ob sie nicht unt. Umst. durch starke Verzögerung in der Einleitung der Arbeiten in den meist dringlichen Fällen nachher eine um so größere Beschleunigung der Ausführung und damit wieder eine Erhöhung der Gefahren zur Folge hat. —

Fr. E.

Deutscher Ausschuß für Eisenbeton. Heft 37. Versuche mit Eisenbetonbalken zur Ermittlung der Widerstandsfähigkeit von Stoßverbindungen der Eiseneinlagen. (Ergänzungsversuche.) Ausgeführt i. d. kgl. sächs. Mechan.-Techn. Versuchs-Anstalt zu Dresden i. J. 1913. Bericht erstattet v. Geh. Hofrat Prof. Herm. Scheit, Dir. d. Vers.-Anst. u. Dipl.-Ing. Prof. Otto Wawrziniok, Adjunkt d. Vers.-Anst. unt. Mitwirkung v. Reg.-Bmstr. H. Amos, Ass. a. d. Vers.-Anst. Berlin 1917. Verlag Wilh. Ernst & Sohn. Pr. geh. 2,40 M. —

Die Versuche, die in dem vorliegenden Heft beschrieben und in ihren Ergebnissen ausgewertet werden, bilden eine Ergänzung derjenigen, über die in Heft 14 bereits berichtet*) worden ist. Es wurden damals Balken geprüft, deren Eisen-Einlagen verschiedene Stoßverbindungen zeigten. Für 25 mm starke Rundisen mit hakenförmigen Umbiegungen der gestoßenen Enden und mit Ueberdeckungen von etwa 50 cm = 20 d und für einen mit 8% Wasserzusatz angemachten Kiesbeton der Mischung 1:4 wurde etwa dieselbe Widerstandsfähigkeit der Balken mit ungestoßen durchlaufenden Eisen erreicht, d. h. es wurde für den bestimmten Fall gefunden, daß es möglich ist, durch Anwendung geeigneter Stoßverbindungen durchgehende Eisen-Einlagen zu ersetzen. Die neuen Versuche sollten zur Feststellung dienen, ob dies Ergebnis ganz allgemein auch für Eisen-Einlagen anderer Durchmesser Gültigkeit besitzt und ob insbesondere eine Abhängigkeit zwischen Eisen-Durchmesser und Ueberdeckungs-Länge besteht.

Die Versuchsbalken hatten T-förmigen Querschnitt mit 32 cm wirksamer Höhe, 15 cm Stegdicke, 40 cm Plattenbreite bei 8 cm Plattenstärke, besaßen 3,25 m Länge und eine Eisen-Einlage im Steg von 10, 20, 30 mm Stärke, teils durchlaufend, teils gestoßen. Die Eisen hatten an den verstärkten Balken-Enden Rundhaken, durch die bei den 30 mm-Eisen noch Splinte gesteckt werden. Die Stoß-Enden besaßen Rundhaken gleicher Art, die Stoßüberdeckung war mit Bindendraht umwickelt, die Ueberdeckungs-länge betrug 8, 12, 30 und für die 30 mm-Eisen auch 40 d. Die Eisen wurden von Bügeln umfaßt. Der Beton war mit Rücksicht auf praktische Verhältnisse in der Mischung 1 Raumteil Portland-Zement (Oppeln): 5 Rt. Cossebauder Kiessand (4 Rt. Sand von 0—7 mm, 1 Rt. Kies von 7—25 mm Korngröße) mit Mischmaschine hergestellt mit 8% Wasserzusatz. Nur bei den Balken mit 30 mm-Eisen und 40 d Ueberdeckungs-länge des Stoßes wurde zum Vergleich mit „weicher Betonmasse“ 12% Wasser zum trockenen Betongemenge zugesetzt. Zu jeder Ver-

suchsreihe wurden auch Probewürfel hergestellt. Die Balken wurden in 3 m Abstand gestützt und symmetrisch zur Mitte in 1,5 m Abstand durch 2 gleich große Lasten beansprucht. Festgestellt wurde bei stufenweiser Belastung die Durchbiegung in Balkenmitte, die Riß- und Bruchlast. Dazu wurden die Beton- und Eisenspannungen berechnet. Die Balken wurden in hölzernen Formen hergestellt, nach 2 Tagen schon entformt, aber noch 3 Tage auf der Grundplatte belassen, dann abgehoben und im geschlossenen Raum, mit feuchten Säcken überdeckt, bis zum Gebrauch nach 45 Tagen gelagert.

Die Probewürfel zeigten gute Uebereinstimmung der mittleren Festigkeiten, und zwar betrug diese bei dem mit 8% Wasser angemachten Beton 206, bei 12% Wasser-Zusatz 132 kg/qcm, was einer Festigkeitsabnahme um 36% gegenüber dem ersten entspricht. Die Ergebnisse der Beobachtungen sind tabellarisch zusammen gestellt, außerdem Aufnahmen der Mehrzahl der Balken, bei denen die Risse durch Farbe kenntlich gemacht wurden, beigegeben.

Bei den Balken mit 10 mm-Eisen besaßen diese eine Fließgrenze von 3084 kg/qcm. Die ersten Risse zeigten sich außerhalb der Stoßverbindung. Die Rißlast war schon bei 8 d = 8 cm Ueberdeckung größer als bei den Balken mit durchlaufenden Eisen, die Bruchlast etwa die gleiche. Eine Vergrößerung der Ueberdeckungs-länge erzeugte keine nennenswerte Erhöhung der Bruchlast mehr. Die errechnete Eisenzugspannung überschritt bei Riß- und Bruchlast die Fließgrenze des Eisens, sodaß die Zerstörung örtlichem Fließen des Eisens zuzuschreiben ist.

Bei den Balken mit 20 mm Eisen mit einer Fließgrenze von 2533 kg/qcm war die Rißlast schon bei 30 d = 60 cm Ueberdeckung größer, die Bruchlast aber bei allen Ueberdeckungs-längen kleiner als bei durchgehenden Eisen, bei 40 d = 80 cm Ueberdeckung wurde sie knapp erreicht. Bei den kleineren Ueberdeckungen sank sie bis auf die Hälfte herab. Die Eisenspannungen blieben hier bei der Rißlast unter der Fließgrenze des Eisens (sie hängt nicht nur von der Eisenspannung, sondern auch von der Dehnungsfähigkeit des Betons ab), der Bruch erfolgte teils durch Ueberschreiten der Fließgrenze, teils des Gleitwiderstandes.

Vergleicht man diese Versuche mit denjenigen von 1912 mit 25 mm-Eisen, so zeigt sich, daß dort bei einer Betonmischung 1:4, also entsprechend höherer Würfel-festigkeit, schon eine Ueberdeckung von 20 d ausreichte, um ein durchgehendes Eisen zu ersetzen; hier bei Mischung 1:5 dagegen kaum eine Ueberdeckung von 40 d.

Bei den Balken mit 30 mm-Eisen mit 2695 kg/qcm Fließgrenze war die Rißlast bei dem gestoßenen Eisen höher als bei den durchgehenden, die Bruchlast selbst bei 40 d = 120 cm Stoßdeckung noch erheblich kleiner, nämlich nur eben $\frac{3}{4}$, bei der kleinsten Ueberdeckung nur noch $\frac{2}{5}$ der Bruchlast der durchgehenden Eisen. Nur bei letzteren erfolgte die Zerstörung durch Ueberschreiten der Fließgrenze, sonst vermutlich durch Ueberwindung des Gleitwiderstandes. Es zeigten sich auf der Unterseite Längsrisse, wohl verursacht durch sprengende Wirkung der im Verhältnis zum Betonquerschnitt starken Eisen, und dem an der Stoßstelle exzentrischen Kraftangriff. Bei den Balken, die mit 12% Wasserzusatz, also weichem Beton hergestellt waren, ergaben sich für 40 d Ueberdeckung nur etwa $\frac{3}{4}$ der Bruchfestigkeit der mit 8% Wasserzusatz geformten Balken bei gleicher Ueberdeckungs-länge.

Die Versuche lassen erkennen, daß die erforderliche Stoßdeckung nicht nur vom Durchmesser der Eisen abhängt, sondern auch von der Druckfestigkeit des Betons. Höherer Wasserzusatz beeinflusst nicht nur diese ungünstig, sondern wahrscheinlich infolge geringerer Wirksamkeit der Stoßverbindung auch die Tragfähigkeit der Platten. (Ob nicht auch noch andere, im Rahmen der Versuche nicht aufgeklärte Umstände auf die erforderliche Stoßdeckung von Einfluß sind, läßt der Bericht noch offen.) Eine Stoßdeckung mit einfacher Uebergreifung der an den Enden mit Rundhaken versehenen Eisen kann nur für schwächere Eisen ein durchlaufendes Eisen voll ersetzen. Schon bei Eisen von 20 mm Stärke an, kann ein so gestoßenes Eisen bei den üblichen Betonmischungen selbst bei großer Ueberdeckungs-länge ein durchgehendes Eisen nicht ersetzen. Die Praxis hat dem ja auch schon bei wichtigen Konstruktionen und besonders starken Eisen durch Schweißung oder Kuppelung der Eisen usw. Rechnung getragen. —

Fr. E.

Inhalt: Zwei Wassertürme aus Eisenbeton. (Schluß.) — 20. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins. — Vermischtes. — Literatur.

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselein in Berlin.
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.

*) Vergleiche „Mitteilungen“ 1912, S. 167.

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

14. Jahrgang 1917.

№ 9.

Anwendungen des Eisenbetons bei dem Ausbau der Wasserversorgungs- Anlagen am Suez-Kanal.



schon während der ersten Ausführung des Suez-Kanales bildete die Versorgung des Kanal-Gebietes mit ausreichendem Trink- und Brauchwasser eine besonders wichtige und nicht einfach zu lösende Aufgabe der Kanal-Gesellschaft. Denn die Kanallinie durchzieht auf ihrem Weg durch die Wüste zwar zahl-

reiche Seen, diese waren aber schon vor dem Durchsich salzhaltig und zur Wasserversorgung nicht geeignet. Man war daher in den ersten Abschnitten der 1859 in Angriff genommenen Bauarbeiten auf vorhandene oder neu zu erschließende Wasser-Schöpfstellen angewiesen, von denen das Wasser z. T. weit

her auf Kamelen zu den Arbeitsstellen herangeholt werden mußte. Nach Port-Said war eine Wasser-Herbeschaffung zu Schiff von Alexandrien her zeitweilig möglich und außerdem wurden dort mehrere größere Destillier-Apparate aufgestellt. Nach der zentral gelegenen Hauptarbeitsstelle bei El Guisr am Timsah-See führte man schließlich von dem 40 km landeinwärts gelegenen Maxamah-See, der Süßwasser enthält, eine Zuleitung hin.

Die Verhältnisse gestalteten sich dann günstiger, als der von vornherein im Bauplan vorgesehene Süßwasser-Kanal vom Nil, bei Kairo abzweigend, bis zum Timsah-See gebaut war, der einerseits eine schiffbare Verbindung für kleinere Fahrzeuge vom Nil zum See-kanal herstellen, anderseits Bewässerungs-Zwecken und der Wasserversorgung des Kanalgebietes dienen



Abbildung 9. Eisenbeton-Dücker von 130 m Länge unter dem Verbindungskanal zum Binnenschiffahrts-Hafen in der Ausführung.

sollte. Vom Timsah-See, an dem sich aus den Werkstätten und Kontoren der Kanal-Gesellschaft die Stadt Ismailia entwickelte, sollte der Süßwasser-Kanal dann einerseits bis Suez, und zwar auf dieser Strecke ebenfalls der Kleinschiffahrt dienend, andererseits bis Port-Saïd, aber hier lediglich zu Wasserversorgungszwecken bestimmt, weitergeführt werden. Im Frühjahr 1862 war der Süßwasser-Kanal, wenn auch nur in vorläufiger Ausführung bis Ismailia fertig, seine Fortsetzung bis Suez wurde im Anschluß daran hergestellt, während man sich auf der etwa 80 km langen Strecke bis Port-Saïd zunächst mit der Verlegung von Rohrleitungen auf den den Kanal begleitenden Dämmen begnügte. Erst in den Jahren 1887—93 wurde auch auf dieser Strecke am westlichen Ufer des Seekanals und unmittelbar neben diesem ein offener Kanal kleinerer Abmessung — der Kanal Abbassieh — ausgeführt. Der Kanal von Kairo über Ismailia nach Suez hielt nach völligem Ausbau in den Jahren 1870—77 den Namen Kanal Ismailieh. Er besitzt fast 134 km Länge.

Ismailia bildete also zunächst den Mittelpunkt der ganzen Wasser-Versorgung. Hier wurden die ersten mit Dampf betriebenen Schöpfwerke und Sammelbecken angelegt, von hier aus wurden die am Kanal verteilten Zwischenbehälter und die größeren Becken an den Kanal-Enden mit Wasser gefüllt.*) Die Entwicklung des Kanal-Verkehres und der am Kanal gelegenen Hafenplätze hat dann eine wiederholte Erweiterung und Umgestaltung der Wasserversorgungs-Anlagen nötig gemacht. Ismailia selbst ist im Fortschritt zurückgeblieben, es ist von der Entwicklung der beiden Endhäfen, namentlich von Port-Saïd gewaltig überholt worden. Dementsprechend sind aus der ersten einheitlichen, schließlich drei getrennte Wasserversorgungen geworden, die aber nach wie vor aus dem Süßwasser-Kanal schöpfen, der sein Wasser vom Nil bezieht. Den neuzeitlichen Anforderungen und den Fortschritten der Technik entsprechend wird dies mit Schwebstoffen reich beladene und auch sonst verunreinigte Wasser jetzt aber in vollkommener Weise geklärt und entkeimt. Im Uebrigen geht aus den Verhandlungen des technischen Beirates der Kanal-Gesellschaft (Commission consultative internationale, der bis zum Kriegeausbruch auch deutsche Ingenieure**) angehörten), auf die wir uns in den nachfolgenden Ausführungen stützen, hervor, daß das Wasser auch im ungereinigten Zustand verhältnismäßig frei ist von der Gesundheit schädlichen Bakterien, was der stark oxydierenden Wirkung der Sonnenbestrahlung auf dem langen Weg, den das Wasser im offenen Kanal durchläuft, zuzuschreiben ist.

Die letzten bedeutenden Erweiterungen sind in den Jahren nach 1906 ausgeführt worden und es hat dabei der Beton und Eisenbetonbau ausgedehnte Anwendung gefunden zu Filtern und Sammelbecken, zu frei stehenden Behältern und zu geschlossenen Leitungen und Dückern.

Zuerst sind die Filter in Ismailia umgebaut worden, die anfangs nur aus Grobfiltern, in denen sich die schwereren Sinkstoffe absetzen, und Sandfiltern bestanden. Hinzugefügt wurden Vorfilter, in denen die Schwebestoffe mit chemischen Zusätzen gefällt werden und LüftungsfILTER, die als Stufenfilter der Bauweise Puech-Chabal***) ausgebildet sind. Unter den Filtern ist ein Reinwasserbecken angeordnet worden, das in Abb. 1, S. 67, im Bau dargestellt ist, während Abb. 2 einen Blick ins Innere eines fertigen Beckens zeigt, das übrigens nicht in Ismailia, sondern in ähnlicher Ausführung in Suez angelegt ist. Aus diesen Becken schöpfen die Pumpen des Wasserwerkes und heben das Wasser in 2 frei nebeneinander stehende zylindrische Eisenbeton-Behälter von 500 cbm Fas-

sung, deren Anordnung Abb. 3 wiedergibt. Sie stehen in etwa 900 m Entfernung von den Filtern in etwa 20 m Höhe über dem Kanalspiegel auf der Höhe der Dünen von Néliche. Von hier aus erfolgt die Verteilung des Wassers auf die Stadt. Der Wasserverbrauch betrug 1912 über 400 000 cbm. Auch die Rohwasser-Behälter, die den Filtern das Wasser zuführen, erfuhren eine Umgestaltung. Anstelle von 2 Eisenbecken von je 180 cbm Fassung ist das in Abb. 4, S. 67 dargestellte zylindrische, auf Stützen stehende Eisenbetonbecken von 500 cbm Inhalt erbaut worden, das eine Wendeltreppe im Inneren aufweist.

In Suez und dem eigentlichen Hafen am Roten Meer, Port Thewfik, war z. Zt. des 1908 angefangenen vollständigen Umbaus z. T. noch die Einrichtung der ersten Anlage vorhanden. Ein neues Schöpfwerk pumpt zunächst das Rohwasser in ein Becken, das die Filter speist, die hier für 4000 cbm täglicher Leistung bemessen und in ähnlicher Weise wie in Ismailia ausgebaut worden sind. Unter den Filtern liegt wieder ein Reinwasserbecken (Abb. 2). Eine neue Pumpstation hebt das Wasser aus dem Sammelbecken der Filter 32,5 m hoch in Hochbehälter, die hier aus 2 auf Eisengerüsten stehenden Eisenbecken von je 300 cbm Inhalt bestehen. In Port-Thewfik selbst ist in etwas niedrigerer Lage ein freistehender Hilfsbehälter von 100 cbm Fassung aufgestellt. Der Wasserverbrauch war 1912 auf 730 000 cbm gestiegen.

Am bedeutendsten sind die Umgestaltungen in Port-Saïd. Hier war der Wasserverbrauch von 1896 bis 1906 bereits von 530 000 cbm auf rd. 1 140 000 cbm jährlich gestiegen, hatte sich also in 10 Jahren mehr als verdoppelt. Der Bedarf ist seitdem noch entsprechend weiter gewachsen (bis auf 1,8 Mill. cbm im Jahre 1912), namentlich auch seitens der Port-Saïd anlaufenden und dort Kohle und Wasser einnehmenden Seeschiffe. Außerdem sind auf dem asiatischen Ufer neue große Docks und Werkstätten geschaffen worden, die ebenfalls mit Süßwasser versorgt werden mußten. Für den 1907 beschlossenen Ausbau wurde die Höchstleistung auf 15 000 cbm täglich bemessen. Es ist ein ganz neues Wasserwerk geschaffen worden mit vergrößerter Pumpstation, Filteranlagen und 3 eisernen Hochbehältern auf Eisengerüsten von je 300 cbm zur Versorgung der Stadt. Ein kleineres Hilfsbecken ist im Hafen vorgesehen. Die Filteranlagen entsprechen in ihrer Ausbildung denjenigen von Ismailia. Einen Blick in die im Bau befindliche Stufenfilter-Anlage zeigt Abbildung 5, S. 68.

Von der Pumpstation wird das Wasser dem asiatischen Ufer durch zwei den Seekanal kreuzende Dücker zugeführt, die in Stahlrohren von je 40 cm Durchmesser bestehen, die genügend tief unter Kanalsohle verlegt worden sind — 15 m unter Kanalspiegel —, um nicht von Schiffsankern beschädigt werden zu können.

Den interessantesten Teil der Neuanlagen in Port-Saïd bildet aber ein in Eisenbeton hergestellter Dücker, der erforderlich wurde, weil der offene Süßwasser-Kanal, der früher bis zur Pumpstation weiter geführt war, am südlichen Ende der neuen Hafenanlagen durch einen Verbindungskanal durchkreuzt wird. Dieser stellt für ein neues, für den Binnenschiffahrts-Verkehr westlich der neuen Bahnhofs-Anlagen ausgeführtes Hafenbecken mit dem Seekanal her. Da der Süßwasser-Kanal auf dieser Strecke nur der Wasserversorgung dient, konnte er an der Kreuzung auf etwa 1 km Länge unterdrückt und durch eine geschlossene Leitung ersetzt werden, die unter dem Verbindungs-Kanal als begehrter Tunnel-Dücker hindurch geführt worden ist.

Der Verbindungs-Kanal hat an dieser Stelle, wie Abb. 6, S. 69, zeigt, 50 m Sohlen-, 100 m Wasserspiegel-Breite und 3,5 m Wassertiefe unter Niedrigwasser des Seekanals (+ 18,10). Der Dücker erhält demzufolge zwischen den beiderseitigen Einsteigschächten eine Länge von 130 m. Seine Konstruktion und Ausführung sei nachstehend etwas näher besprochen nach den Berichten und Mitteilun-

*) Nähere Angaben über die ersten Wasserversorgungs-Anlagen des Suez-Kanals finden sich in dem bekannten, vielbändigen Werke von Voisin Bey, s. Zt. Leiter der Bauarbeiten am Suez-Kanal Bd. 4.

**) Zuletzt Geh. Bt. de Thierry, Prof. a. d. techn. Hochschule Berlin, und Geh. Ob.-Bt. Tiacauzer, vortr. Rat im preuß. Minist. der öffentl. Arbeiten in Berlin.

***) Vergl. die Angaben über dieses Filtersystem, das auch in Magdeburg angewendet worden ist, in No. 5 u. 6 der „Mitteilungen“ d. J.

gen, die der Ob.-Ing. Perrier der Kanal-Gesellschaft der internationalen beratenden Kommission gegenüber erstattet hat (Jahrgang 1909, 10 und 13 der Kom-

Wie der Querschnitt des Dückers, Abb. 7, S. 69, erkennen läßt, ruht dieser auf einem 4,4 m breiten Betonbett und ist selbst ganz in Eisenbeton herge-

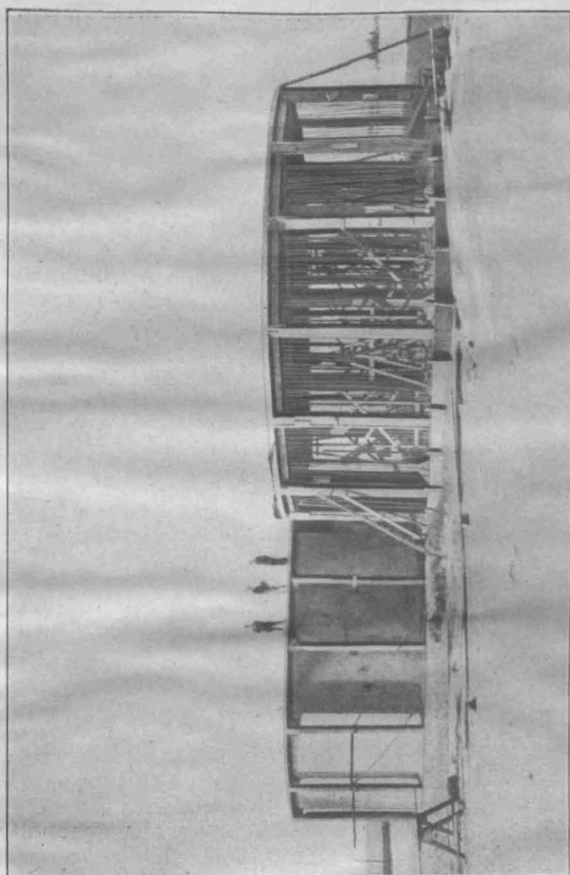


Abb. 3. Freistehende Reinwasser-Behälter von 500 cbm auf der Düne von Néfiche bei Ismaïlia.

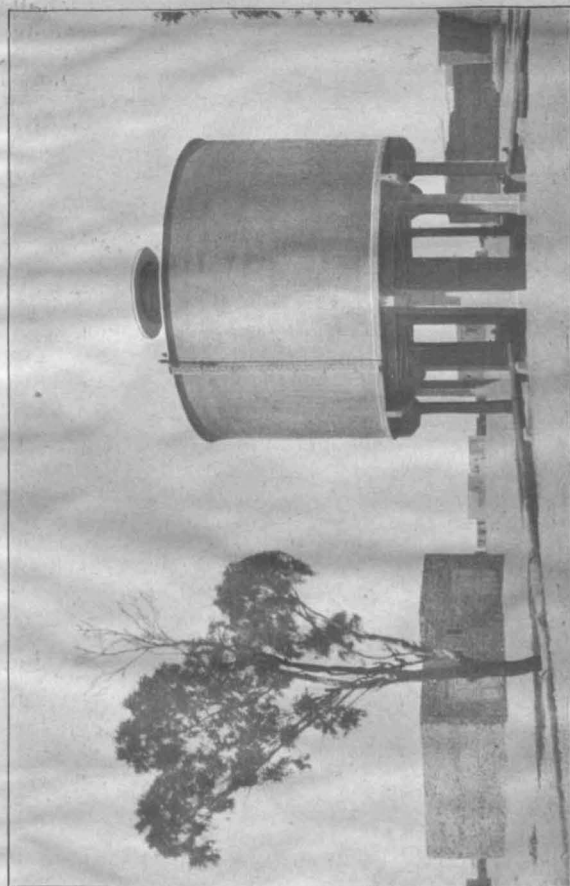


Abb. 4. Freistehender Rohwasser-Behälter in Eisenbeton von 500 cbm in Ismaïlia.

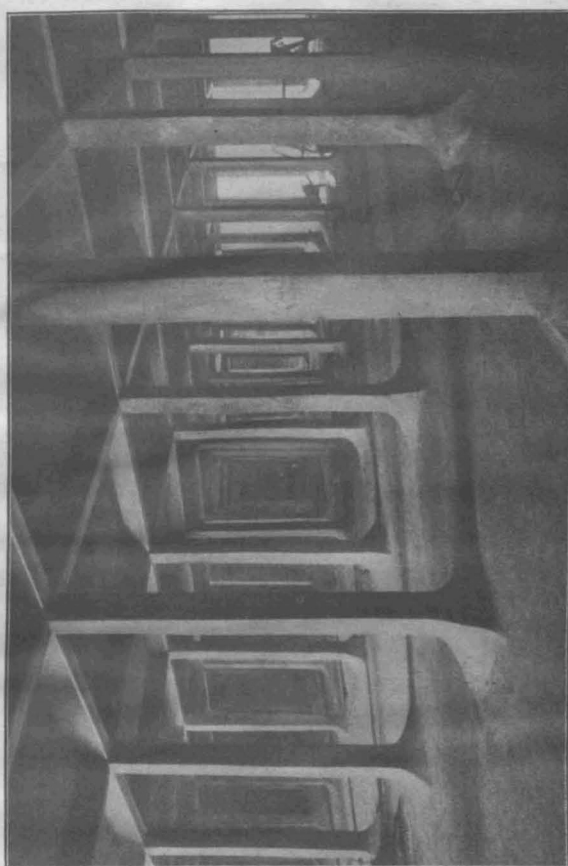


Abb. 2. Inneres des unterirdischen Reinwasser-Beckens in Suez.



Abb. 1. Reinwasserbehälter unter den Filtern in Ismaïlia in Ausführung.

missions-Berichte). Wir entnehmen diesen Berichten auch die sämtlichen hier beigegebenen Zeichnungen und Abbildungen.

5. Mai 1917.

stellt. Einschließlich Fundamentstärke beträgt die ganze Höhe 3,13 m und der Scheitel liegt i. M. 1,5 m unter Kanalsohle oder 5 m unter Kanalwasserspiegel.

Der Querschnitt setzt sich aus 5 unter einer Wölbung von 1,9 m Halbmesser zusammen gefaßten Kanälen zusammen, von denen der mittlere ein begehbare

größter Breite, der Wasserführung dienen. Oberhalb der letzteren sind noch kleinere Kanäle kreisförmigen Querschnittes von 0,35 m Durchm. angeordnet,

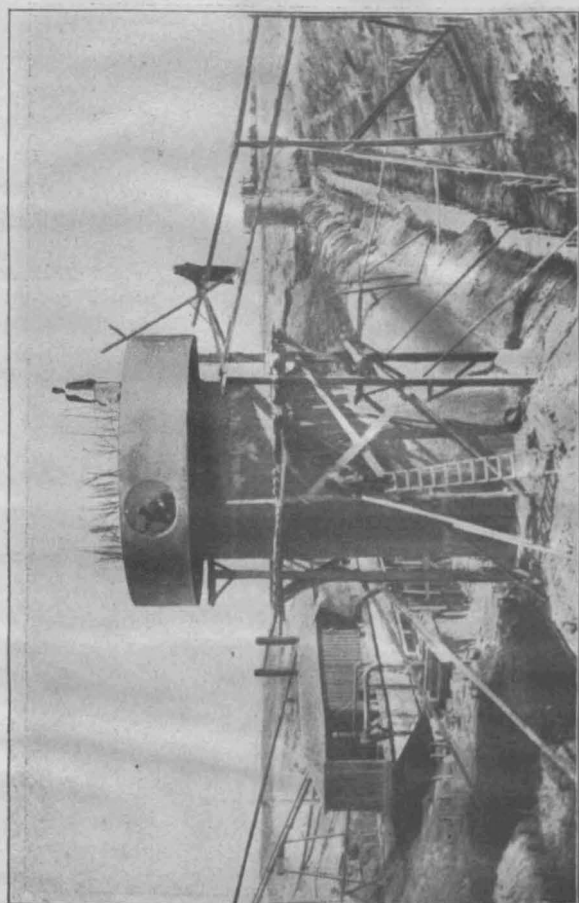


Abb. 11. Eisenbeton-Dücker in Ausführung. Südlicher Schacht.

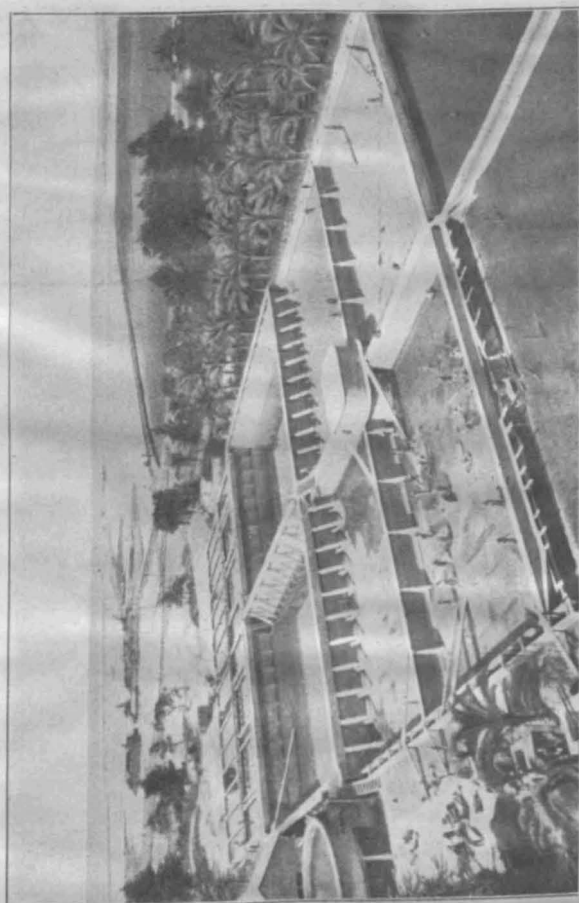


Abb. 5. Neue Filter in Eisenbeton (System Puech-Chabal) in Port Said im Bau.

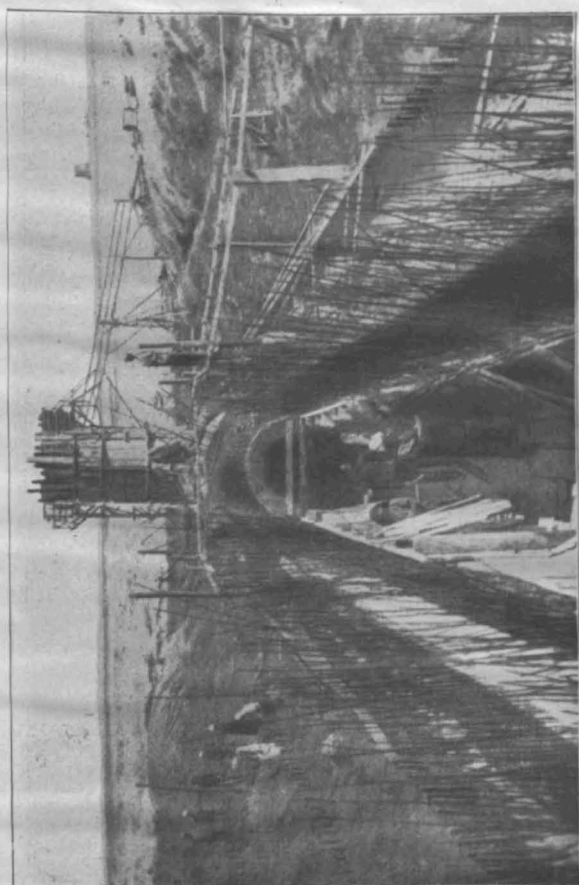


Abb. 10. Süßwasser-Leitungs-Dücker in Port Said in Ausführung.

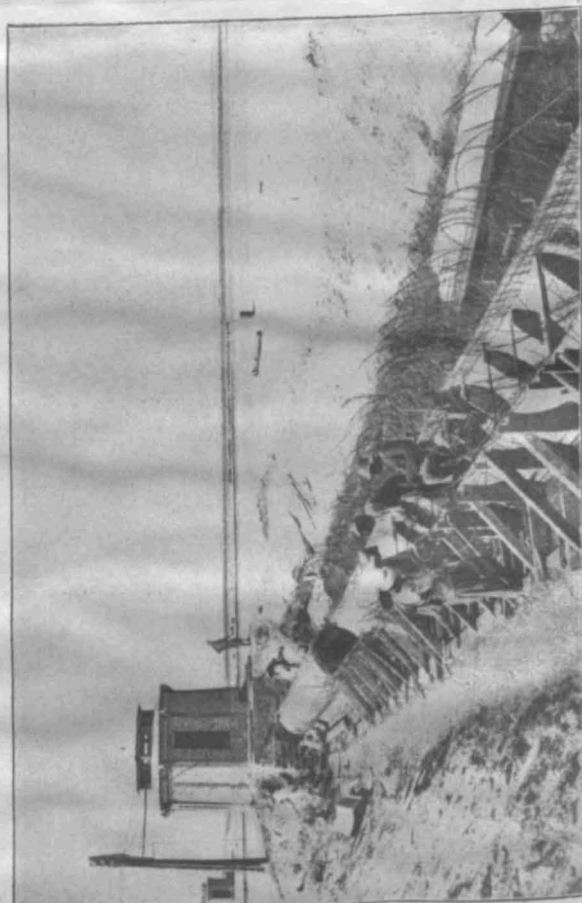


Abb. 12. Geschl. Eisenbeton-Wasserlgt. in Port Said zwischen Dücker und Wasserwerk.

Tunnel von 1,66 m Breite bei 2,49 m Höhe ist, während die beiderseits seiner Achse in 1,35 m Abstand angeordneten eiförmigen Kanäle, von 1,3 m Höhe bei 0,8 m

die durch kleine Stichkanäle in 1 m Abstand mit dem begehbaren Tunnel in offener Verbindung stehen und der Unterbringung von elektrischen Kabeln usw.

im Scheitel des begehbaren Tunnels eintreten. Es ist aber beabsichtigt, diesen Tunnel für gewöhnlich auch mit Süßwasser gefüllt zu halten und ihn nur dann auszupumpen, wenn Leitungen in ihm zu verlegen sind.

Bei den Verhandlungen des Ausschusses über die Sicherheit des Dückers gegen den Angriff des Seewassers wurde auf Eisenbeton-Leitungen hingewiesen, die in Lanninon, dem Kriegshafen von Brest i. J. 1898 ausgeführt worden sind. Es wurden dort Leitungen eiförmigen Querschnittes von 1,5^m innerer Höhe und 0,8^m größter Weite verlegt, die fast dauernd vom Seewasser bedeckt sind (sie sind der Ebbe und Flut ausgesetzt). Nach mehr als 10jährigem Bestand hat ein Teil dieser Leitungen Neuanlagen im Hafen weichen müssen. Sie zeigten keine Spur von Zersetzungen, waren allerdings mit einem Zement-Mörtel von 600 kg Portland-Zement auf 1 cbm Seesand hergestellt mit eingebetteten Eiseneinlagen kreuzförmigen Querschnittes. Nach diesem Befund hat man die neuen Verbindungsstücke aus einem Beton von

nur 400 kg Portland-Zement auf 0,4 cbm Sand und 0,8 cbm Kies hergestellt.

Für den Dücker, dessen Achse in etwa 300^m Entfernung von derjenigen des Seekanals verläuft, wurde zunächst ein Schlitz ausgehoben bzw. ausgebaggert, worauf die Ausführung der Beton- und Eisenbeton-Arbeiten unter Grundwasserhaltung erfolgte. Die Abbildungen 9—11 zeigen die Ausführungen zu verschiedenen Zeitpunkten.

In Abb. 12, S. 68, schließlich ist noch die Herstellung einer geschlossenen Eisenbeton - Leitung von 1^m Durchmesser wiedergegeben, die vom Dücker bis zu der Erweiterung der Pumpstation in Port Saïd geführt worden ist, deren Herstellung 1912 vorgesehen wurde. Der Ersatz des offenen Süßwasser-Kanals durch eine geschlossene Rohrleitung wurde auf dieser Strecke erforderlich infolge der fortschreitenden Ausnutzung dieses Gebietes zu Hafenzwecken, um so einerseits an Raum zu gewinnen, anderseits stärkere Verunreinigungen des Wassers vor seiner Verwertung zu verhindern. —

Fr. E.

20. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins. (Schluß.)

Die Versammlung, die unter Berücksichtigung der besonderen Verhältnisse, unter der sie tagte, als gut besucht bezeichnet werden darf, wurde vom Vorsitzenden Hrn. Ing. Allr. Hüser-Oberkassel, durch eine kurze Ansprache eröffnet, die naturgemäß anknüpfte an das große Völkerringen, mit kräftigen Strichen die augenblickliche Lage kennzeichnete, den Anteil der deutschen Industrie in diesem Kampf hervorhob, der sicheren Zuversicht auf einen glücklichen Ausgang für unser Vaterland Ausdruck gab und schließlich mit Worten des Gedenkens für alle diejenigen endete, die der Verein im letzten Jahre durch den Tod, sei es auf dem Schlachtfelde, sei es daheim, verloren hat. Dann folgte die Vorlegung, Verlesung und Besprechung des Geschäftsberichtes, dessen technischen Teil wir schon berührt haben. An einzelne Punkte knüpften sich noch Aussprachen, deren wesentliche Ergebnisse noch wiedergegeben seien.

So wurde im Anschluß an die für die Vereinsbibliothek eingegangenen Fachschriften, unter denen sich auch die bisher in Oesterreich erschienenen Veröffentlichungen für und wider den sog. hochwertigen Spezial-Portland-Zement der Lorünser Portlandzement-Fabrik befinden, von Hrn. Geh.-Rat Prof. Gary-Lichterfelde, darauf hingewiesen, daß es sich bei diesem Zement schließlich durchaus nicht um ganz neue Eigenschaften handele, sondern nur um einen Portlandzement hoher Anfangsfestigkeit, dessen Erhärtungskurven im Uebrigen keine besondere Abweichung zeigten von guten deutschen Portlandzementen. Es sei bisher nur nicht bei uns üblich gewesen, die Zemente so früh, nach 2—3 Tagen Erhärtung zu prüfen, es würden sich aber, wenn diese Prüfungen in größerem Umfange durchgeführt würden, sicher eine ganze Reihe von deutschen Portlandzementen finden, die dieselben Festigkeiten aufweisen, ohne daß man es bei ihnen nötig gehabt habe, eine ganz besonders sorgfältige Auswahl der Rohstoffe zu treffen. Er verweist auf eine von ihm in der Tonindustrie-Zeitung gegebene Zusammenstellung eigener Versuchs-Ergebnisse und solcher, die ihm Hr. Prof. Schmeer von der Münchener Versuchsanstalt mitgeteilt habe von Versuchen die dieser für Gebr. Rank in München, ausgeführt hat. Aus diesen Versuchen gehe aber auch hervor, daß der Lorünser Zement, wenigstens jetzt in der Kriegszeit, keineswegs in ganz gleich bleibender Güte hergestellt werden könne. Wie Hr. Hüser noch mitteilen kann, hat seines Wissens eine praktische Verwertung des Lorünser Zementes in Deutschland bisher noch nicht stattgefunden. Auch er stimme der Ansicht zu, daß sicher unsere deutschen Zemente nicht zurückständen, es sollten nach dem Krieg aber jedenfalls umfangreiche Vergleichsversuche angestellt werden. Zur Orientierung über die augenblickliche Sachlage verweist er auch auf die in den „Mitteilungen“ erschienene Uebersicht über das bisherige Veröffentlichungs-Material in dieser Frage *). Herr Jos. Rank, der gebeten wird über seine Erfahrungen zu berichten, kann bestimmte Zahlenangaben nicht machen. Die ersten, von ihm vielleicht nicht ganz richtig durchgeführten Versuche hätten für den Lorünser Zement gegenüber einem guten deutschen Portland-Zement keinen Vorsprung ergeben, bei den in der Münchener Versuchsanstalt durchgeführten Versuchen wären aber doch

10—15 % höhere Festigkeiten für den Spezialzement festgestellt worden. Zu einer entschiedenen Stellungnahme aber reichen diese Versuche jedenfalls noch nicht aus.

Zur Frage der Verwendbarkeit von Hochofenschlacke zur Betonbereitung wird vom Vorsitzenden noch hervor gehoben, daß er vor kurzer Zeit von einer Ausarbeitung des „Vereins Deutscher Eisenhüttenleute“ Kenntnis erhalten habe, die demnächst auch in der Zeitschrift „Stahl und Eisen“ erscheinen solle. Danach werde von den Hüttenleuten ausdrücklich die Uebernahme einer Gewähr für die Eignung der Schlacken abgelehnt. So lange aber an diesem Standpunkt festgehalten werde, könne den Mitgliedern des „Deutschen Beton-Vereins“ nur empfohlen werden, Schlacken zur Betonbereitung nicht oder doch nur mit äußerster Vorsicht zu verwenden, falls sie vor unangenehmen Enttäuschungen bewahrt bleiben wollten.

Hinsichtlich des Verhaltens von Beton und Eisenbeton im Kriege im Vergleich mit anderen Baustoffen und Bauweisen weist der Geschäftsbericht schon auf die ungeheuer ausgedehnte Verwendung zu Festungsbauten, Stellungen, Unterständen usw. hin, über die natürlich zurzeit nicht berichtet werden könne. Dasselbe gelte auch bezüglich des Verhaltens dieser Baustoffe bei großen Bränden und Explosionen, die dieser Krieg bei Fabrik- und Industriebauten mit sich gebracht habe. In allen diesen Fällen habe sich jedenfalls die Eisenbeton-Bauweise allen anderen gegenüber als überlegen gezeigt. Es sei dringend erwünscht, hierzu Material, namentlich Aufnahmen zu sammeln, was bisher jedoch sehr großen Schwierigkeiten begegne, vor allem in den besetzten Gebieten, in denen natürlich gerade die erwähnten Beispiele zu finden sind. Der Vorstand hoffe aber immer noch, doch die Unterlagen gewinnen zu können, die dann nach dem Krieg von großem Wert für vergleichende Untersuchungen sein würden.

Vorgelegt wurden bei den Verhandlungen die neuen (Lieferungs-), „Bedingungen für Beton- und Eisenbeton-Arbeiten“ in der letzten vom „Deutschen Beton-Verein“ in Gemeinschaft mit dem „Betonbau-Arbeitgeber-Verband für Deutschland“ vereinbarten Fassung, die sich bereits aufbaut auf Rückäußerungen einer großen Zahl von Vereinsmitgliedern zu der ersten im Vorjahr zur Beratung gestellten Fassung. Hr. Kommerz.-Rat Rud. Wölle in Leipzig erstattet dazu Bericht, weist auf die Entstehungsgeschichte und den wesentlichen Inhalt der Bedingungen hin, die sich in 3 Hauptteile gliedern. Der erste umfaßt die „Allgemeinen Bedingungen“, insbesondere die Rechte und Pflichten der Bauherren und Unternehmer, der zweite die „Ausführungsbedingungen“, die lediglich in einem Hinweis auf die Bestimmungen des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“ für Beton- und Eisenbeton-Arbeiten bestehen, der dritte schließlich die „Abrechnungs-Bedingungen“, die eine Zusammenstellung der üblichen Gebräuche bei Aufmessung und Abrechnung von Beton-Arbeiten enthalten. Die jetzige Fassung entspreche den Wünschen der Unternehmer, sie müsse nun aber auch die Zustimmung der maßgebenden technischen Verbände und der Behörden finden. Ein Antrag auf Einsetzung eines gemischten Ausschusses sei bereits in Gemeinschaft mit dem „Verband deutscher Architekten und Ingenieur-Vereine“ an den preuß. Minister der öffentl. Arbeiten gestellt.

*) Vergleiche „Mitteilungen“, Jahrgang 1917, No. 2, Seite 14.

Aus diesen Beratungen werde dann wohl eine endgültige Fassung hervorgehen. Einstweilen aber sollten die Unternehmer die vorliegenden Bedingungen bei Abschluß von Verträgen nach Möglichkeit zugrunde zu legen versuchen. Hr. Langelott in Dresden-Cossebaude bemerkt dazu noch, daß derjenige Teil der Bedingungen, der sich mit den üblichen Gebräuchen der Abrechnung befasse, wohl allen Baubeamten willkommen sein, der andere, die Rechte der Unternehmer betreffende, trotzdem sich die Bearbeiter bemüht hätten, keine unbilligen Forderungen zu stellen, dagegen von Manchem vielleicht mit gemischten Gefühlen aufgenommen werden würde. Es sei aber dringend notwendig, eine einheitliche Handhabung und feste Rechtsgrundsätze für den Unternehmer zu schaffen, die in den Verträgen vieler Behörden und bei privaten Auftraggebern noch vermißt würden, wenn auch zweifellos in dieser Richtung gegen früher schon Fortschritte gemacht worden seien. Eine weitere Aussprache über den Wortlaut der Bedingungen, über den wir noch an anderer Stelle berichten werden, findet nicht statt.

Im Anschluß hieran sei noch auf eine Frage des Verdingungswesens hingewiesen, welche die Gleichstellung der Beton- bzw. Zementröhren mit den Steinzeug- und Tonröhren bei Entwässerungsanlagen betrifft. Es war dem Beton-Verein mitgeteilt worden, daß in den Verdingungs-Bestimmungen von Militär-Behörden die Verwendung der Steinzeugröhren für die Entwässerung von Gebäuden z. T. ausdrücklich vorgeschrieben, damit also den Betonröhren dieses Absatzgebiet verschlossen sei. Entsprechende Eingaben an die zuständigen Kriegsministerien sind bisher durch das preuß., bayerische und sächsische Ministerium dahin beantwortet worden, daß beide Baustoffe zugelassen und bei Militärbauten die Auswahl in jedem Einzelfall freigestellt sei. Wie der Bericht hervorhebt, seien gerade auch in letzter Zeit Betonröhren bei militärischen Bauten vielfach verwendet worden.

Aus den Verhandlungen über innere Vereins-Angelegenheiten ist hervorzuheben, daß die Abrechnung für 1916 und der Voranschlag für 1917, der mit rd. 71000 M. in Einnahme und Ausgabe abschließt, angenommen wurden, daß die satzungsmäßig ausscheidenden Vorstands-Mitglieder wieder gewählt wurden, und daß anstelle des durch Tod ausgeschiedenen Vorstands-Mitgliedes Bau- rat B. Liebold Hr. A. Brandt in Düsseldorf getreten ist.

Einen breiten Raum nehmen im Geschäftsbericht, wie schon erwähnt worden ist, die Mitteilungen des wirtschaftlichen Ausschusses ein, dessen Obmann Hr. Langelott, dessen Syndikus Hr. Dr. Wildner in Dresden ist. Der Ausschuß hat trotz, z. T. auch gerade infolge des Krieges, eine umfangreiche Tätigkeit bei Beratung der Vereins-Mitglieder in rechtlichen, steuerlichen und wirtschaftlichen Fragen entwickelt. Der Bericht gibt ein interessantes Bild von den schwierigen Wirtschafts-, Arbeiter- und Materialbeschaffungs-Verhältnissen, unter denen die Betonbau-Industrie ihre wichtige und bedeutende, jetzt fast ausschließlich im Dienst der Heeres-Verwaltung stehende Tätigkeit ausüben mußte und auch erfolgreich ausgeübt hat.

Besonders eingehend wird das schwierige Verhältnis der Zement-Verbraucher gegenüber der Zement-Industrie behandelt, unter dem ebenso wie die Beton-Industrie auch die anderen Bau-Industrien zu leiden haben, und gegen das sich auch diese bereits mehrfach ausgesprochen haben. Namentlich aber wird darüber geklagt, daß die so wichtige Frage der Neuordnung der Verhältnisse der Zement-Industrie unter staatlicher Mitwirkung erfolgt sei, ohne die Zement-Verbraucher vorher überhaupt zu hören, und daß deren Interessen nicht genügend gewahrt seien, namentlich nicht gegen nachträgliche Preissteigerungen und die einseitig von den Zement-Erzeugern aufgestellten Lieferungsbedingungen. Hr. Hüser hebt dazu hervor, daß erfreulicherweise die „Reichsstelle für Zement“ jetzt auch diese Fragen in den Kreis ihrer Wirksamkeit einbezogen habe, allerdings erst in allerneuester Zeit, so daß nun wohl auch eine stärkere Berücksichtigung der Interessen der Verbraucher zu erhoffen sei. Der anwesende Vorsitzende der „Reichsstelle für Zement“, Winkl. Geh. Ober-Baurat Germelmann, verwarft sich gegen den im Bericht liegenden Vorwurf einer einseitigen Stellungnahme für die Zement-Industrie. Hr. Wölle betont demgegenüber, daß ein solcher Vorwurf auch nicht gegen die Reichsstelle erhoben worden sei, sondern gegen das sonst nicht übliche Verfahren der Regierung, die so einschneidenden Maßnahmen eingeführt zu haben, ohne die davon in so starkem Maß betroffene Bau-Industrie vorher zu hören. Bezüglich der besonderen Wünsche der Zement-Verbraucher sei noch verwiesen auf die Eingaben der

sieben meist beteiligten Zement-Verbraucher-Verbände an die zuständigen Reichs- und Staatsstellen, zu denen auch die Vertretungen der deutschen Beton-Industrie gehören, deren Anteil am Verbrauch der erzeugten Jahresmenge von Portland-Zement der Bericht auf etwa 50% einschätzt. Ueber die im Bericht erwähnten und bereits erfolgten Schritte hinaus werden Beschlüsse nicht gefaßt.

Behandelt wurden ferner Fragen der Gewerke-Politik, vor allem noch einmal diejenige, ob die Betonbau-Betriebe als industrielle oder Handwerks-Betriebe zu betrachten seien. Während der „Innungs-Verband Deutscher Baugewerksmeister“ daran festhält, daß die Betonbau-Betriebe grundsätzlich als zum Handwerk gehörig zu betrachten seien, und die Handwerks-Kammern und Innungen im Allgemeinen ihre Einbeziehung in die Handwerks-Vertretungen fordern, steht der „Deutsche Beton-Verein“ auf dem entgegen gesetzten Standpunkt und hat damit auch schon einigen Erfolg erzielt. Er empfiehlt seinen Mitgliedern, in jedem Einzelfall der Heranziehung zu den Handwerkskammern oder Innungen dagegen Beschwerde einzulegen, um der deutschen Beton-Industrie die freie Entwicklungsmöglichkeit zu erhalten. Nach dem Krieg wird es eine wichtige Aufgabe für diese sein, einen tüchtigen Nachwuchs durch eigene unabhängige Arbeit heran zu ziehen und auszubilden.

Aus den vom wirtschaftlichen Ausschuß behandelten sozial-politischen Fragen treten namentlich diejenigen der Unfallversicherungs- und Haftpflicht hervor. Der Krieg hat auf diesen Gebieten durch die Ausführung von Arbeiten in besetzten Landesteilen, durch die Ueberführung von Arbeitern aus diesen nach Deutschland, durch die Beschäftigung kriegsgefangener Arbeiter usw. eine Reihe neuer Fragen aufgeworfen, die im Rahmen der Reichsversicherungs-Ordnung nicht ohne Weiteres zu lösen waren. Sie sind auch jetzt nur z. T. geklärt, z. T. haben die Unternehmer sich, um gegen Schadenersatz-Ansprüche gesichert zu sein, durch private Versicherungen schützen müssen. Der Bericht verbreitet sich eingehend über die einschlägigen Verhältnisse. Nicht beeinflusst durch den Krieg, aber während desselben grundsätzlich entschieden ist die Frage der Versicherungspflicht der Beton-Poliere auf Grund des Angestellten-Versicherungsgesetzes. Während die Versicherungspflicht anfänglich bejaht wurde, liegen jetzt eine Reihe von Entscheidungen des Ober-Schiedsgerichtes vor, die sie verneinen. Diese Entscheidung, die bei der Beurteilung von der ganzen sozialen Stellung der Poliere ausgeht und nicht mehr, wie bei früheren Vorentscheidungen, als das entscheidende Merkmal ansieht, ob mehr die anordnende Tätigkeit oder die körperliche Mitarbeit überwiegt, ist eine grundsätzliche. Trotzdem wird der Unternehmer in jedem Einzelfall, wenn eine Heranziehung stattgefunden hat, nur auf dem Beschwerdeweg die Freistellung erlangen können, bis diese Entscheidungen allgemeinere Verbreitung gefunden haben. Hr. Wölle hebt hierzu noch hervor, daß das Ob.-Schiedsgericht im Gegensatz hierzu hinsichtlich der Maschinenmeister, die doch im Baubetrieb eine ähnliche Stellung hätten wie die Poliere, die Versicherungspflicht durch eine neuerliche Entscheidung ausdrücklich festgestellt habe.

Auf diejenigen Punkte des Berichtes, die bestimmte Rechtsfragen, Steuerverhältnisse usw. betreffen, sei hier nicht näher eingegangen.

Zum letzten Punkt der Tagesordnung „Allgemeine Aussprache“ verweist Hr. Hüser noch auf einen Artikel der „Chemiker-Zeitung“, in dem ausgeführt wird, daß sich Beton zur Herstellung von Gasbehälter-Becken nicht eigne, da das Gaswasser den Beton schädige. Das stimmt nicht mit den bisherigen langjährigen Erfahrungen, es müßten also wohl besondere Umstände zu den Anschauungen des Verfassers dieses Artikels geführt haben. Auch Hr. Wortmann-Dresden, kann bestätigen, daß nach seinen eigenen praktischen Erfahrungen sich eine ganze Reihe von Beton-becken für Gasometer durchaus in langjährigem Gebrauch bewährt hätten. Gegenteilige Erfahrungen können von keinem der Anwesenden mitgeteilt werden. Dasselbe gilt von Ammoniak- und Teerbehältern, die seit 40 Jahren schon in Beton hergestellt worden sind und sich durchaus bewährt haben. Wenn sich bei einer Ausführung dieser Art, wie eine Maschinenfabrik dem Vorsitzenden mitgeteilt hat, Schäden herausgebildet haben, so müßten auch hier ganz besondere Umstände mitgespielt haben. Die beiden Fragen werden weiter verfolgt.

Damit ist die Tagesordnung erschöpft und die Versammlung wird vom Vorsitzenden mit einem Dank an Alle, die zur Erledigung beigetragen haben und einem kurzen hoffnungsvollen Ausblick in die Zukunft geschlossen. —

Fr. E.

Vermischtes.

Freiwillige Kriegsfürsorge der Betonbau-Industrie. Wiederholt sind in letzter Zeit aus verschiedenen Industriezweigen Angaben veröffentlicht worden, aus denen zu ersehen war, in welchem Umfang auf dem Gebiet der freiwilligen Kriegsfürsorge von der Industrie Aufwendungen gemacht worden sind. Die Feststellung derartiger Leistungen verdient besondere Beachtung, da ohne die soziale Opferwilligkeit der Unternehmer die technische und wirtschaftliche Leistungsfähigkeit der Betriebe bei weitem nicht in dem Maße, wie es geschehen, der gesamten Kriegs- und Innenwirtschaft sonst zugute gekommen wäre.

Wie in der letzten Hauptversammlung des „Deutschen Beton-Vereins“ am 19. April 1917 mitgeteilt wurde, hat eine Umfrage ergeben, daß von den Mitgliedern, die bisher geantwortet haben und die nur den dritten Teil der gesamten Mitgliederschaft darstellen, allein 3³/₄ Mill. M. für freiwillige Kriegsfürsorge aufgewendet worden sind. Es sind darin enthalten: Einmalige und laufende bare Unterstützungen, Fortzahlung von Gehältern und Unterstützungen an Kriegsteilnehmer und deren Angehörige, Mietsbeihilfen, Naturalleistungen (Nahrungsmittel, Brenn- und Heizstoffe u. dergl.), Liebesgaben, Spenden an Kriegshilfsrichtungen und sonstige Hilfen und Erleichterungen.

Wenn man berücksichtigt, daß unter den über 100 Mitgliedsbetrieben, deren Angaben noch ausstehen, sich viele bedeutende Betriebe befinden, die sicherlich ebenfalls erhebliche Aufwendungen gemacht haben, so dürfte die Schätzung nicht zu hoch sein, daß seit Kriegsbeginn von den Mitgliedern des „Deutschen Beton-Vereins“ für Zwecke der freiwilligen Kriegshilfe insgesamt etwa 7 Mill. M. geleistet worden sind, eine Summe, die zum Ausdruck bringt, daß die Betonbau-Industrie nicht zurücksteht an Opferwilligkeit und durch ihre soziale Kriegsfürsorge für ihre Arbeiter und Angestellte, deren Mitarbeit im vaterländischen Sinne gern anerkennt. —

Schiffbau in Eisenbeton. Unter dem Namen „Eisenbeton-Schiffbau G. m. b. H.“ ist am 11. April 1917 in Hamburg eine Gesellschaft für Schiffbau in Eisenbeton mit einem Stammkapital von 100 000 M. gegründet worden. Die Gesellschafter stammen zum größten Teil aus den Schiffsfahrtskreisen. Zweck der Gesellschaft ist zunächst, Leichter und Motorfrachtschiffe nach der Bauweise und den Patenten des Ingenieurs M. Rüdiger zu bauen. Das Reichsmarineamt in Berlin hat die neue Bauweise geprüft. Die obige Gesellschaft hat bereits von der Kaiserlichen Werft in Wilhelmshaven ein Motorfrachtschiff und einen seetüchtigen Kohlenleichter von 250–300 t Tragfähigkeit in Auftrag erhalten. Die von der Gesellschaft gebauten Schiffe werden von der Versicherung ohne weiteres zu mäßigem Satz aufgenommen. Auch der Germanische Lloyd hat nach Prüfung der Zeichnungen und Berechnungen sich bereit erklärt, diesem neuen Eisenbeton-Schiffbau nach Kräften zu helfen und ihn zu fördern. Die Gesellschaft beabsichtigt nach Fertigstellung der ersten Aufträge auf eigene Rechnung ein Motorfrachtschiff von rd. 500–600 t Tragfähigkeit mit einem 300 PS.-Dieselmotor zu bauen.

Die Vorzüge der genannten Bauweise lassen sich wie folgt zusammenfassen: Unbeschränkte Lebensdauer, da kein Verfaulen oder Verrosten möglich ist; geringe Unterhaltungskosten; elastisches Verhalten gegen Stoß; große Stabilität und Festigkeit; große Tragfähigkeit bei geringem Eigengewicht (das Eigengewicht von diesen Eisenbetonschiffen ist genau so groß wie dasjenige von eisernen Schiffen); bei Zusammenstößen sind solche Schiffe schnell und billig auszubessern; sehr kurze Bauzeit; erheblich niedrigere Anschaffungskosten, rd. 50–60%, gegenüber eisernen Schiffen. —

Eisenbeton-Sockel für Holzmaste elektr. Leitungen. Holzmaste bieten als Träger von elektrischen Leitungen den Vorteil der Billigkeit und einfachen Befestigung der Leitungen, ihre Lebensdauer wird aber durch Faulen des im Boden steckenden Teiles stark beeinträchtigt. Man hat daher schon mehrfach durch eine Verbindung von Holzmast über der Erde mit unter der Erde steckendem Eisenbeton-Sockel die Lebensdauer zu verlängern gesucht. Eine sehr einfache Form eines derartigen Sockels bringt nun nach der „Elektrotechn. Zeitschr.“ vom 19. Okt. 16 die „Siegwart-Balken-Gesellschaft“ in Luzern unter der Bezeichnung „Universal“ in den Handel. Der Sockel, der in 3 Größen für Stangen von 18–30 cm Durchm. in Längen von 2,2–2,35 m hergestellt wird, hat als Querschnitts-Grundform einen Kreis, aus dem aber an der einen Seite eine Rinne ausgekehlt ist, in die sich die Rundung des Stangenfußes hineinlegt. Der Fuß setzt sich auf eine kleine

Knagge auf und wird an dem über der Erde befindlichen Teil des Sockels (etwa $\frac{1}{3}$ der ganzen Länge) mit 2 umgelegten, verzinkten Eisenbändern festgehalten. Die Herstellung des Sockels ist eine einfache, er besitzt keinerlei vortretende Eisenteile, die anrosten könnten, und es wird jedes Anschneiden oder Anbohren des Holzstangen-Fußes vermieden. Die Gewichte der 3 Sockelgrößen liegen zwischen 200 und 350 kg, die größte Zugkraft beträgt bei Bruch des Sockels 5900–8250 kg nach amtlichen Versuchen. —

Erddrucklehre. Wenn man eine Erddrucklehre aufstellen will, darf man nicht von verwickelten Verhältnissen ausgehen, sondern muß mit den einfachsten Verhältnissen beginnen. Demgemäß hat man anzunehmen, daß sowohl die Fläche des stützenden Körpers als die Oberfläche des gestützten Erdkörpers Ebenen sind. Die Stützfläche sei um die wagrechte Unterkante aa' drehbar und habe eine wagrechte obere Begrenzung cc' . Schließt sie mit der wagrechten Ebene den Winkel λ ein, so ist ihre Höhe $h = ac \sin \lambda$. Der Erddruck greift so an, daß er die Stützfläche in ein Drittel dieser Höhe schneidet. Die Ebene der Erdoberfläche enthält die Kante cc' und schließt mit der wagrechten Ebene den Winkel α ein, der zwischen $\alpha + \varphi$ und $\alpha - \varphi$ schwanken kann, wenn φ der natürliche Böschungswinkel ist. Solange λ zwischen φ und 90° liegt, ist unabhängig von λ stets der Winkel, den der Erddruck E mit der wagrechten Ebene einschließt, $\delta = \frac{\alpha + \varphi}{2}$. Dieses Rich-

tungsgesetz ist durch Versuch erwiesen. Wenn $\lambda > 90^\circ$ wird, so liegt ein Teil der Erde über der Stützfläche. Sein Gewicht P , das die Stützwand im selben Punkt, wie der Erddruck E' schneidet, setzt sich mit dem Erddruck E , der auf die lotrechte Scheidefläche wirkt, die man in aa' errichtet denkt, zum Erddruck E' zusammen, der dann mit der wagrechten Ebene den Winkel δ' einschließt, während E der Winkel δ zugehört. Es ist also

$$E' \cos \delta' = E \cos \delta, E' \sin \delta' = P + E \sin \delta,$$

$$\operatorname{tg} \delta' = \operatorname{tg} \delta + \frac{P}{E \cos \delta}$$

Man hat die Stützfläche als unnachgiebig anzusehen. Es bildet sich eine unsichtbare Gleitebene, die mit der Wagrechten den Winkel φ einschließt. Dieser Winkel muß der Bedingung entsprechen, daß der Erddruck den größtmöglichen Wert annimmt. Bezeichnet man die Kotangenten der Winkel durch ihre Buchstaben, so wird $\varphi^2 [(1 - \varphi)(\alpha - \lambda) + \delta(1 + \varphi^2)] - 2\varphi[\delta(\lambda^2 + \alpha) + \varphi(\alpha - \lambda)] = \varphi(\delta + \varphi)(\lambda - \alpha) - (1 + \varphi^2)\delta\alpha\lambda$.

Es wird hiernach $\varphi = \varphi$ sowohl mit $\alpha = \varphi$ als mit $\lambda = \varphi$. Zur Berechnung des Erddruckes führt man noch das Einheitsgewicht der Erdart γ ein.

$$\text{Es ist dann } E = \frac{\gamma h^2}{2} \cdot \frac{(\alpha - \lambda)(\varphi - \lambda)(\varphi - \varphi) \sqrt{1 + \delta^2}}{(\alpha - \varphi)(\varphi - \varphi + \delta(1 + \varphi\varphi))}$$

Um bei überschütteter Stützwand E' zu finden, hat man hierin δ' für δ einzusetzen. Die Rechnung ergibt dann den nämlichen Erddruck, wie ihn die weiter oben gezeigte einfache Zusammensetzung liefert. Mit den gewöhnlichen Anschauungen über die Zusammensetzung der Kräfte reimt sich dieses Verfahren allerdings nicht zusammen.

Die vorgeführte Lehre gilt für gebrochene Erdoberfläche dann, wenn die Gleitfläche noch die unterste Fläche mit dem Winkel α schneidet, der der Rechnung zugrunde gelegt wurde.

In den anderen Fällen kann man nur schätzungsweise vorgehen, da man die Erddruckrichtung nicht mehr kennt. Alle sonstigen Erddrucklehren sind nur Näherungsverfahren, die in ziemlich engen Grenzen, aber nicht allgemein befriedigen können. —

Oberbauinspektor Aug. Hofmann in München.

Literatur.

Neuerscheinungen. (Besprechung bleibt vorbehalten.)

Oesterreichischer Ausschuss für Eisenbeton. Heft 5. (Mitteilungen über Versuche, ausgeführt vom Eisenbeton-Ausschuss des „Oesterreich. Ing.- u. Arch.-Vereins“.) Versuche mit eingespannten Balken. II. Teil. Kragbalken und eiserne Träger. Bericht als Fortsetzung von Heft 4, erstattet von Dr.-Ing. Fritz Edler von Emperger, k. k. Ob.-Brt. Mit 77 Abbild. und zahlreichen Tabellen. Leipzig und Wien 1917. Franz Deuticke. Pr. 5 M. — Kersten, Der Eisenbetonbau. Ein Leitfaden für Schule und Praxis. Mit Anhang: Erläuterungen zu den neuen Eisenbeton-Bestimmungen v. J. 1916. 8. neubearbeitete Auflage. Berlin 1917. Wilh. Ernst & Sohn. Pr. kart. 5,40 M. —

Inhalt: Anwendungen des Eisenbetons bei dem Ausbau der Wasserversorgungs-Anlagen am Suez-Kanal. — 20. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins. (Schluß.) — Vermischtes. — Literatur. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin. Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselein in Berlin. Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

14. Jahrgang 1917.

NO 10.

Untersuchung von Hochofenschlacken auf ihre Eignung zur Betonbereitung.

Auf Antrag des „Vereins deutscher Eisenhüttenleute“ hat der preuß. Minister der öffentl. Arbeiten im Jahre 1911 einen Ausschuß beauftragt mit dem Auftrage, ein Verfahren anzustreben, welches es in einfacher Weise ermöglicht, für die Betonbereitung geeignete Schlacke von ungeeigneter zu unterscheiden, sodaß dadurch der Abnehmer in die Lage versetzt wird, vor Uebertragung einer Lieferung sich selbst zu überzeugen, ob ihm eine zu Betonzwecken brauchbare Schlacke angeboten wird.

Die Frage ist von wirtschaftlicher Bedeutung, da nach der heutigen Betriebsweise der Eisenhütten in Deutschland auf 1 t Roheisen durchschnittlich 1 t Schlacke entfällt. Wird von dieser auch ein kleiner Teil zu Wegebau-Material, Pflastersteinen, Bausteinen, zur Erzeugung von Portland-Zement und anderen Zementen, zur Herstellung von Mörteln und Betonen verarbeitet, so ist der Umfang dieser Verwertung doch im Verhältnis zu den auf den Halden im Lauf der Jahrzehnte bereits aufgestapelten und noch jährlich anfallenden Massen nur ein geringer, sodaß die Eröffnung eines weiteren sicheren Absatzgebietes für die Hochofenschlacke von großem volkswirtschaftlichem Wert sein würde. Namentlich der Betonbau würde ein solches ausgedehntes Absatzgebiet werden können, wenn dem nicht ein mehr oder weniger gerechtfertigtes Mißtrauen entgegenstände, das z. T. durch behördliche Verbote der Verwendung der Hochofenschlacke zu Bauzwecken noch verstärkt wird, und wenn sich ein bisher noch fehlendes Verfahren fände zur vorherigen zuverlässigen Beurteilung der Eignung der Hochofenschlacke zu Betonzwecken.

Bei der Bedeutung, die diese Frage demnach für sich beanspruchen kann, sind in dem genannten Ausschuß neben Vertretern des preuß. Ministeriums der öffentl. Arbeiten solche des Ministeriums für Handel und Gewerbe, des Kultus (Materialprüfungsamt Berlin-Lichterfelde), des königl. Ingenieur-Komitees, des Reichsmarine-Amtes, des „Vereins deutscher Portland-Cement-Fabrikanten“, des „Deutschen Beton-Vereins“ und des „Vereins deutscher Eisenhüttenleute“ vereinigt. Dem Materialprüfungsamt Lichterfelde war die Ausführung eines umfangreichen Versuchsprogrammes übertragen. Nach Vorversuchen sind Hauptversuche bis zu einer 3jährigen Beobachtungszeit nunmehr durchgeführt worden und das Amt hat in Heft 4 und 5 Jahrgang 1916 seiner „Mitteilungen“ das Ergebnis veröffentlicht.

Der Bericht gliedert sich in zwei Teile. Der erste ist von Prof. H. Burchartz, ständig. Mitarbeiter der Abt. für Baumaterial-Prüfung des Amtes, bearbeitet und erstreckt sich auf die allgemeinen Eigenschaften von Hochofenschlacken, ihre chemische Zusammensetzung, ihr Ver-

halten (Gefüge-Veränderung) beim Lagern im Freien, auf die Eigenschaften der zu den Beton-Versuchen verwendeten Zemente und Zuschlagstoffe, Druckfestigkeit der Betonmischungen, Verhalten der Schlacken und Eisen-Einlagen im Beton. Der zweite Teil ist von Prof. O. Bauer, ständig. Mitarbeiter der Abt. für Metallographie bearbeitet und befaßt sich im besonderen mit den chemischen und metallographischen Untersuchungen, um Unterscheidungsmerkmale zwischen beständiger und zum Zerfall geneigter Hochofenschlacke zu finden.

Die Untersuchung erstreckte sich nur auf Block-, Stück- oder Klotzschlacke einer Reihe von westdeutschen Werken und zwar sowohl auf aus alten Halden entnommene, sowie ganz frisch gewonnene Schlacke, auf solche, die sich unverändert erhielt und solche, die Neigung zum Zerfall zeigte. Zu den Betonproben wurde das Material in den Körnungen verwendet, wie sie an den einzelnen Werken auf dem Wege der üblichen Aufbereitung (Steinbrecher usw.) gewonnen wurden. Die Betonversuche, zu denen Portland-Zement, z. T. auch Eisen-Portland-Zement verwendet wurde, erstreckten sich auf Süßwasser-, Seewasser- und Luft-Lagerung und -Erhärtung. In einzelnen Probekörper — durchweg Würfel von 30 cm Kantenlänge — wurden auch Eiseneinlagen eingebettet. Es kam eine Mischung 1:2:3 (etwa 1:4) und eine magere 1:5:8 (etwa 1:11) zur Verwendung. Zum Vergleich wurden auch Probekörper aus Rheinsand und -Kies hergestellt.

Die Frage des Zerfalles der Schlacke wurde einerseits durch mehrjährige Lagerung der Proben auf dem Verwitterungsplatz des Material-Prüfungsamtes und Beschichtung zu verschiedenen Zeiten, andererseits durch wiederholte Siebversuche innerhalb gewisser Zeitabschnitte festgestellt. Die chemische Untersuchung ergab für die Schlacken, die in der Hauptsache als Kalk-Tonerde-Silikate zu bezeichnen sind, entsprechend der verschiedenen Art der verwendeten Rohstoffe stark von einander abweichende Werte. So lag z. B. der Gehalt an Kieselsäure zwischen 29,2 und 36,9, an Tonerde zwischen 6,5 und 18, an Kalk zwischen 36,1 und 44,5%. Der Magnesiumgehalt schwankte zwischen 3 und 13,1, an Gesamt-Schwefel zwischen 0,9 und 2,3%. Neben den chemischen Untersuchungen liefen solche des Raum- und spezif. Gewichtes und der Porigkeit nebenher. Durch Feststellung des Raumgewichtes in verschiedenen Zeiträumen sollte dessen etwaige Veränderung infolge des Einflusses der Atmosphären ermittelt werden. Durch die Druckfestigkeitsproben bei verschiedenem Alter schließlich sollte ein Aufschluß erlangt werden, ob etwa durch Zerfall oder Zersetzung der Schlacke oder der einzelnen Stücke im Beton im Laufe der Zeit der Zusammenhang des Betons beeinträchtigt wird.

Von den 8, nach Art der Herkunft verschiedenen

Schlacken wurden 21 Proben entnommen. Von diesen traten bei 9 (davon 6 von derselben Hütte, 3 von verschiedenen Werken) im Lauf des ersten Jahres an einzelnen Stücken Zeichen von Rissigkeit auf, bezw. Zerfallen. Ein Fortschritt des Zerfalles war nach 2 Jahren Lagerung aber nur noch bei 6, nach 4 Jahren nur noch bei 3 Schlackenproben festzustellen. Die übrigen Schlackenproben haben sich nach äußerer Besichtigung während 4 Jahren unverändert erhalten. Auch die Siebversuche zeigten, daß sich das Korn der Schlacken, soweit diese nicht schon äußerlich erkennbare Merkmale von Ribbildung und Zerfall aufwiesen, nicht verfeinert hat. Auch im Raumgewicht der Schlacken ist in der dreijährigen Beobachtungszeit keine wesentliche Änderung eingetreten. Die Verschiedenheiten in der chemischen Zusammensetzung ist schon hervorgehoben worden. Sie gibt keinen Aufschluß auf etwaige Neigung zur Ribbildung (Treiben) oder zum Zerfallen der Schlacke. Denn an den 8 untersuchten Schlacken-Sorten zeigten sich nur 3 nach ihrem Verhalten bei der Lagerung im Freien als zum Zerfall neigend (davon war eine von vornherein vom Werk als verdächtig bezeichnet worden), davon war aber die eine kieselsäurearm bei ziemlich hohem Tonerde- und hohem Kalkgehalt, die andere zeigte den höchsten Kieselsäuregehalt, aber niedrigen Tonerde- und geringsten Kalkgehalt, während die Dritte sich auf mittlerer Linie bewegte. Nur bei der einen, von vornherein als verdächtig bezeichneten Schlacke scheint die Analyse einen Anhalt für die voraussichtliche Neigung zum Zerfall bezw. Treiben zu geben. Denn diese Probe besaß 44,5% Kalk und 0,61% Schwefelsäure, was 1,04% Gips entspricht, und nach Dr. Guttman (Prüfungs-Anst. d. Vereins Deutsch. Eisen-Portland-Zementwerke 1916) soll solche Neigung vorhanden sein, wenn Kalk und Gips gleichzeitig in übermäßigen Mengen — 43 bzw. 1,12% — in der Schlacke auftreten.

Die Betonproben zeigten nach den Druckfestigkeits-Versuchen bei sämtlichen Schlacken, sowohl bei Wasser- wie bei Luftlagerung normale Erhärtung. In derselben Mischung waren die Festigkeiten bei Wasser- und Luftlagerung nahezu gleich, in der mageren Mischung dagegen die an der Luft gelagerten Proben überlegen. Bei den Rhein-Kiesbeton-Proben war die fettete Mischung bei Wasserlagerung (abgesehen von den 28-Tageproben) in der Festigkeit erheblich höher als bei Luftlagerung, bei der mageren Mischung dagegen die Luftfestigkeit etwas höher als die Wasserfestigkeit. Im Vergleich zu der mittleren Festigkeit der Schlackenbeton-Proben zeigten die Kiesbeton-Proben in der fetten Mischung durchweg geringere Festigkeit, namentlich bei Luftlagerung. Noch ungünstiger ist das Verhältnis bei den mageren Mischungen und zwar wiederum bei der Luftlagerung. Die mittlere Festigkeit bleibt hier sogar unter derjenigen des schlechtesten Schlackenbetons gleicher Mischung. Die nachstehende Tabelle gibt darüber Auskunft:

I. Mittelwerte der Druckfestigkeiten von Betonproben 1:2:3 und 1:5:8 in kg/qcm:

Mischung in Raumteilen	1:2:3 (weich) (rd. 1:4)								1:5:8 (erdfeucht) (rd. 1:11)							
Art der Erhärtung	Wasser				Luft				Wasser				Luft			
Alter	28 Tg.	6 Mon.	1 Jahr	3 Jahr	28 Tg.	6 Mon.	1 Jahr	3 Jahr	28 Tg.	6 Mon.	1 Jahr	3 Jahr	28 Tg.	6 Mon.	1 Jahr	3 Jahr
Schlacken																
I*)	247	353	390	456	249	311	364	392	148	183	199	196	147	189	208	217
II*)	217	315	371	438	237	272	335	374	135	206	253	355	155	227	238	284
III	272	393	440	504	277	353	418	521	157	214	246	299	165	221	263	332
IV	307	437	534	591	340	432	528	577	191	207	244	307	196	236	285	335
V	288	418	514	578	294	386	469	545	148	241	269	362	170	255	264	353
VI	300	379	459	566	284	370	459	529	128	191	193	216	135	198	227	274
VII	331	438	484	546	337	415	516	567	138	193	197	240	167	222	242	281
VIII*)	296	407	456	553	317	426	469	557	161	208	215	247	179	205	238	299

*) Teilweise zum Zerfall neigende Schlacken. II davon von vornherein als „verdächtig“ bezeichnet. III war als verdächtig bezeichnet, hat sich aber als beständig erwiesen. — **) Alter nur 2½ Jahre.

Bei Lagerung in Seewasser zeigten die Betonproben aus sämtlichen Schlacken mit Eisen-Portland-Zement die übliche mit dem Alter fortschreitende Festigkeitszunahme, während die Schlackenbeton-Proben mit Portland-Zement in einzelnen Fällen Unregelmäßigkeiten (Festigkeits-Rückgänge) erkennen ließen, bezügl. deren aber nicht feststeht, ob es sich nicht hierbei um reine Zufälligkeiten handelt. Die Durchschnittsfestigkeiten sind nach 27 Wochen bei beiden Zementen ziemlich gleich, nach 1 und 3 Jahren bei den Portland-Zementbeton-Proben geringer, trotzdem dieser Zement bei der Normenprüfung die höheren Festigkeiten lieferte. Die nachstehende Zusammenstellung II gibt auch hierüber Auskunft:

II. Mittelwerte der Druckfestigkeiten in kg/qcm von Schlackenbeton-Proben bei Lagerung im Seewasser. Mischung: 50^l Mörtel (1 Rtl. Zement + 2 Rtl. Schlackenfein) + 100^l Schlacken-Grusschotter-Gemisch (rd. 1:5½).

Art des Zementes	Eisen-Portland-Zement				Portland-Zement			
	Alter	7 Woch.	27 Woch.	1 Jahr	3 Jahre	7 Woch.	27 Woch.	1 Jahr
I*)	210	262	281	293	269	309	274	322
II*)	238	258	330	350	240	313	351	412
III	185	276	356	373	222	274	310	336
IV	200	280	331	390	184	270	263	345
V	198	304	350	406	177	263	300	324
VI	201	273	283	373	219	257	299	381
VII	255	294	353	353	242	274	365	380
VIII*)	247	227	367	373	199	293	317	287

Von den unter Wasser gelagerten Betonproben wiesen nur einige, die aus einer von vornherein als verdächtig bezeichneten Schlacke hergestellt waren, an der Außenfläche aufgeweichte Stellen auf, was auf vorherigen Zerfall hindeutet; sonst blieben alle unverändert. Auch nach dem Zerdrücken zeigten sich sonst keinerlei Veränderungen im Gefüge. Auch die im Seewasser gelagerten Proben zeigten keine auf Zerfall oder Treiben hinweisende Erscheinungen, ebenso wenig aber Merkmale eines Angriffes des Seewassers auf den Beton.

Was das Verhalten der Eiseneinlagen im Beton betrifft, so war ein Unterschied zwischen Kiesbeton und Schlackenbeton nicht erkennbar. Bei der fetten Mischung waren i. Allgem. weder bei der Luft- noch der Wasserlagerung Roststellen an dem Eisen vorhanden, bei der mageren Mischung zeigte sich in beiden Fällen Rostbildung und zwar später bei der Luft- als der Wasserlagerung. Bei den im Seewasser gelagerten Betonproben — deren Mischung mit rd. 1:5,5 nicht ausreichend dicht war — zeigten die Eisen in allen Fällen mehr oder weniger starke Rosterscheinungen. Es wurden daher noch neue Versuche der Mischung 1:2:3 durchgeführt, die nach sechs Monaten Lagerung im Seewasser noch keine Rost-Erscheinungen aufwiesen. Ein Einfluß der Art des Zementes auf die Rostbildung war nicht zu erkennen, ebenso wenig irgendwelche gesetzmäßige Beziehung zwischen der chemischen Zusammensetzung der Schlacken und dem Rosten der Eiseneinlagen. Der Rost erscheint vielmehr lediglich in Abhängigkeit von der Dichte des Betons.

Durch die chemischen und mikroskopischen Untersuchungen, die in Teil II des Berichtes beschrieben sind, wurde das gesteckte Ziel nicht erreicht, sichere Unterscheidungsmerkmale zwischen beständiger und zum Zerfallen geneigter Schlacke zu gewinnen. Ein Vergleich mit den Voraussagen der betr. Werke über das wahrscheinliche Verhalten ihrer Schlacken mit den im Amt gemachten Beobachtungen bei den Verwitterungs-Ver-

suchen erweckt aber den Anschein, als ob die Werke selbst auf Grund ihrer Erfahrungen nach Farbe, Struktur usw. der Schlacken deren späteres Verhalten mit einiger Sicherheit vorherbestimmen könnten. Nach den angestellten Versuchen scheint die Zerrieselung von Schlacken die Folge des Ausgleiches innerer Spannungen zu sein, die Bildung von Rissen dagegen auf Verwitterung zu beruhen. Die genauen Ursachen der Zerfallserscheinungen zu begründen, würde noch sehr eingehende Schmelz- und Abkühlungs-Versuche, umfangreiche chemische Analysen und mikroskopische Untersuchungen bedingen. Dann wäre es vielleicht möglich, eindeutige Unterscheidungsmerkmale für die Brauchbarkeit von Schlacken aufzustellen. —

Das Ergebnis ist hinsichtlich des Verhaltens der Schlacken, der Druckfestigkeit des mit ihnen hergestellten Betons, der Rostgefahr der eingebetteten Eiseneinlagen für die hier untersuchten Schlackenarten überrasschend günstig. Vor allem fällt die Ueberlegenheit des Schlackenbetons in seiner Druckfestigkeit über den Kiesbeton auf, selbst bei Schlacken mit Neigung zum Zerfall. Dieser Zerfall scheint aber — abgesehen von dem Zusammen-treffen außergewöhnlich hohen Kalk- und Gipsgehaltes der Schlacken — weniger in chemischen als in physika-lischen Erscheinungen seine Ursache zu haben. Daß sich das Eisen im Schlackenbeton ebenso verhält, wie im Kies-beton, spricht ebenfalls dafür, daß die Hochofenschlacke keine chemische Zusammensetzung besitzt, die auf das Rosten nachteilig einwirkt. Die Versuchsergebnisse dürf-ten das Vertrauen in die Verwendbarkeit der Hochofen-Schlacken zu Beton- und Eisenbeton-Arbeiten, die auch an umfangreichen Bauten dieser Art auf den Hütten-werken praktisch erwiesen ist, jedenfalls stärken und ihr Absatzgebiet vergrößern.

Andererseits sind von Betonfachleuten auch bei mit Hochofenschlacken (nicht Schlacken anderer Art) ausge-führten Betonbauten schwere Schäden festgestellt worden. Auf der Hauptversammlung des „Vereins deutscher Eisen-hüttenleute“ am 4. März d. J. wurde nun zwar hervorgeho-ben, daß die vom Verein geschaffene „Meldestelle für schlechte Erfahrungen mit Hochofenschlacke“ wiederholt festgestellt habe, daß in solchen Fällen die Ursachen nicht in den Schlacken zu suchen seien. Solange aber ein leicht an-wendbares Verfahren zur Unterscheidung geeigneter und ungeeigneter Schlacke nicht gefunden ist, wird man es den Verbrauchern nicht verargen dürfen, wenn sie von den Werken Garantien hinsichtlich der Eignung ihrer Schlak-ken verlangen, die von den Werken nach den vorstehen-den Untersuchungen ja auch mit einiger Sicherheit für sich selbst gegeben werden können. Man darf in dieser Hinsicht gespannt sein, wie die „Richtlinien für die Liefe-rung von Hochofenschlacken zu Betonzwecken“ lauten werden, deren baldige Veröffentlichung der „Verein deut-scher Eisenhüttenleute“ in seiner Hauptversammlung in Aussicht gestellt hat. —

Fr. E.

Neue Lösung des Erddruckproblems.

II. Erddruck aus Nutzlasten.

Von Dr.-Ing. R. Färber, Oberingenieur der Firma Buchheim & Heister in Frankfurt a. M.

Das in No. 2 der „Mitteilungen“ veröffentlichte neue Verfahren zur Bestimmung des Erd-druckes nach Größe, Richtung und Angriffspunkten bei beliebiger Geländegestaltung hat das Interesse vieler Leser gefunden, so daß es mir nicht möglich war, die mancherlei An-fragen, welche dieserhalb an mich ergangen sind, im Ein-zelnen zu beantworten. Ehe daher zur Bestimmung des Erddruckes aus Verkehrslast geschritten wird, möchte ich noch einige Erläuterungen zu der Veröffentlichung in No. 2 der „Mitteilungen“ geben.

Das neue Verfahren selbst war schon i. J. 1907 fertig ausgearbeitet. In meinem Buch über Dreigelenkbogen-Brücken, Stuttgart 1908, habe ich auf Seite 165 einen kleinen Auszug aus dem damaligen Manuskript gegeben, und man kann sich leicht überzeugen, daß die dortigen Zahlen für lotrechten und wagrechten Erddruck eben dem neuen, auch die Erddruckrichtung liefernden Verfahren ent-nommen sind. Die Veröffentlichung ist dann aus ver-schiedenen Gründen zurückgestellt worden. Infolge der Unzulänglichkeit der bekannten Methoden habe ich mich im Lauf meiner praktischen Tätigkeit dann manchmal veranlaßt gesehen, von dem neuen Verfahren internen Ge-brauch zu machen, und es ist daher nicht ausgeschlossen, daß Einiges darüber auf diese Weise in engerem Kreise schon bekannt geworden ist. Vermutlich hat auch Hr. Dr.-Ing. Müller, welcher in No. 4 der „Mitteilungen“ sich zu dem neuen Verfahren äußert, auf diesem Weg Kenntnis davon erhalten, vorausgesetzt, daß der von ihm erwähnte interne Anwendungsfall überhaupt der neuen Methode entspricht. Man darf das bezweifeln, weil die von Hrn. Dr. Müller selbst gelieferten „Ergänzungen“ den Kern der Sache nicht treffen. Man ersieht das ohne Weiteres an der verwickelten Abbildung 2 in der Arbeit des Hrn. Dr. Müller, welche mit verschiedenen Kurven für Erd-drücke, ja sogar für Wasserdruck arbeitet, während das neue Verfahren nur eine einzige Kurve braucht. Diese eine Kurve ergibt sich einfach dadurch, daß man auf jedem vom Fußpunkt der Stützwand aus gezogenen Strahl das Gewicht der Erde aufträgt, welche sich zwischen diesem Strahl und der Stützwand befindet. (Vergl. Abbildung 3 meiner Arbeit in No. 2 der „Mitteilungen“.) Die durch Ver-bindung der Endpunkte entstehende Kurve hat also offen-sichtlich weder mit dem Böschungswinkel noch mit der Wandreibung etwas zu tun; es kann also nicht Erddruck- und Wasserdruck-Kurven geben.

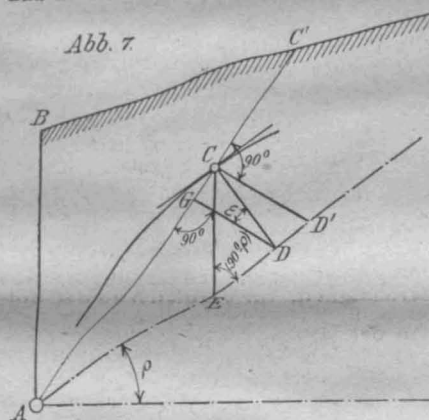
Man kann sich nun leicht überzeugen, daß die lotrechte Strecke zwischen irgend einem Punkt der Gewichtskurve und der natürlichen Böschungslinie in dem zum Auftragen der Gewichte gewählten Maßstab die Gleitkraft liefert, welche für das durch den betreffenden Punkt der Kurve bestimmte Erdprisma maßgebend ist. Die größtmögliche Gleitkraft (Bruchkraft T_b) entsteht also in demjenigen Prisma, welches durch den Berührungspunkt einer zur natürlichen Böschung parallelen, an die Gewichtskurve gelegten Tangente bestimmt ist. Es ist also in Abbildung 7 ABC das Bruchprisma, dessen Gewicht durch die Strecke AC dargestellt ist, und ferner CE die Bruchkraft, welche dieses Prisma auf seiner Unterlage zu verschieben sucht, und welcher der Gegendruck der Stützwand das Gleich-gewicht halten muß. Hierzu wäre an sich jede Wandkraft geeignet, welche eine Seitenkraft gleich und entgegen der Bruchkraft und eine zweite Seitenkraft liefert, die mit

der Lagerfläche AC des Bruchprismas den Winkel $90^\circ - \varphi$ einschließt. Hieraus folgt, daß jede Strecke, welche von dem zur Bestimmung des Bruchprismas ermittelten Tan-gentpunkt C nach der natürlichen Böschungslinie gezogen wird, Wandkraft sein könnte, die zur Stützung des Bruch-prismas eben ausreicht. Die neue Theorie nimmt nun an, daß unter den vielen möglichen Wandkräften die absolut

kleinste sich ein-stellen wird, und diese erhält man, indem man von C das Lot CD auf die natürliche Bö-schungslinie fällt. Man muß natür-lich beachten, daß der in Abbildg. 7 benutzte Kräfte-Plan verdreht ge-zeichnet ist, denn das Bruchprisma-Gewicht AC wirkt in Wirklichkeit lotrecht. Infolge-dessen erhält man auch die lot-rechte Seiten-

kraft CG des Erddruckes, indem man von D das Lot auf AC fällt. Der so entstehende Erddruckwinkel ε ergibt die natürliche, i. A. auftretende Erddruckrichtung, wie aus der Uebereinstimmung mit den Versuchsergebnissen von Prof. Müller-Breslau nachgewiesen wurde. Voraus-setzung ist selbstverständlich, daß die so bestimmte Erd-druckrichtung nicht aus anderen, außerhalb der bisher-igen Betrachtung liegenden Gründen unmöglich wird. Ein solcher Grund würde beispielsweise dann vorliegen, wenn die natürliche Erddruckrichtung mit der Rückenfläche der Stützwand einen Winkel einschließen würde, der größer ist, als der Reibungswinkel zwischen Wand und Erde; kleiner kann er natürlich ohne Weiteres sein. Das trifft für sehr kleine unterhalb etwa 26° gelegene Böschungs-winkel, ferner bei stark unter schnittenen Stützwänden zu. Man kann sich dann sehr leicht dadurch helfen, daß man anstelle des Punktes D durch Probieren einen anderen Punkt auf der natürlichen Böschungslinie sucht, welcher eine der natürlichen Erddruckrichtung möglichst nahe-liegende jedoch so abgeänderte Erddruckrichtung liefert, daß die etwa beobachtete Unmöglichkeit an der Stütz-wand verschwindet. Müßte man z. B. aus irgend einem Grund einmal vollkommen wagrechten Erddruck voraus-setzen, so wäre die Erddruckgröße durch CD' gegeben, wobei $CD' \perp AC$ angenommen werden müßte. Man sieht also, daß das Verfahren auch dann nicht versagt, wenn ausnahmsweise die natürliche Erddruckrichtung aus be-sonderen Gründen nicht brauchbar wäre. Man wird aber auch dann annehmen dürfen, daß die wirkliche Erddruck-richtung so nahe als nur möglich bei der natürlichen Erd-druckrichtung liegt.

Nach diesen Erläuterungen kann zur Bestimmung des Erddruckes aus Nutzlasten geschritten werden. Dieses Problem hat eine unnötige Erschwerung dadurch erfahren, daß man es von dem Grundproblem nicht ge-nügend abgesondert hat. Um zum Ziel zu kommen, ist



eine gedankliche Zerlegung der Vorgänge nötig. Wir müssen uns die Stützwand mit dem Erddruck aus Eigengewicht zunächst weggenommen und letzteren als äußere Kraft an dem verbleibenden Erdkörper angebracht denken, wodurch an dessen Gleichgewichtszustand nichts geändert wird. Sobald aber Nutzlasten auf dem Gelände aufgebracht werden, so stellen sich neue Gleitflächen ein, entlang welchen Erdprismen mitsamt dem als äußere Kraft angebrachten Erddruck aus Eigengewicht abgleiten wollen. Und wieder wird eine solche Gleitfläche die größte Gleitkraft T_b' aus Nutzlasten liefern, wobei aber nicht gesagt ist, daß der Winkel γ_b' derselben gleich dem Bruchwinkel γ_b aus Eigenlast ist. Dieser größten Gleitkraft (Bruchkraft) T_b' aus Nutzlast wird wiederum ein Wanddruck E' das Gleichgewicht halten, dessen Winkel ϵ' gegen die Wagrechte gleich dem Unterschied zwischen Bruchwinkel und natürlichem Böschungswinkel ist. Man erhält also den Wanddruck E' aus Nutzlast als selbstän-

über BC etwa ruhenden Nutzlasten und abzüglich der als äußere Kraft angebrachten lotrechten Seitenkraft des Erddruckes aus Eigenlast allein; \S dagegen ist i. A. gleich der wagrechten Seitenkraft des Erddruckes aus Eigenlast; doch könnten hierzu auch noch wagrechte Nutzlasten wie Schub eines Widerlagers und dergl. treten. Diese Kräfte werden nun wiederum derart aufgetragen, daß \S in die Richtung AC fällt; folgerichtig muß \S dazu senkrecht nach abwärts gezeichnet werden; der so erhaltene Endpunkt M beschreibt, wenn γ' sich ändert, eine Kurve wie in Abbildung 8 angedeutet. Legt man an diese Kurve eine zur natürlichen Böschung ($\angle \varphi$) parallele Tangente, welche die Kurve in M_b berührt, so ist das von M_b auf die natürliche Böschung gefällte Lot der Erddruck E' aus Nutzlast.

Der Beweis ist, ähnlich wie eingangs für Erddruck aus Eigenlast allein angedeutet, so zu führen, daß man zunächst den lotrechten Abstand von der M -Kurve nach der natürlichen Böschung als Gleitkraft nachweist. Man überzeugt sich davon am einfachsten, indem man einen Kräfteplan in der gewohnten Weise, den Krafttrichtungen parallel auf Pauspapier zeichnet; man wird dann finden, daß man diesen gewohnten Kräfteplan durch entsprechende Drehung mit dem verdreht gezeichneten Kräfteplan in Abbildung 8 zur Deckung bringen kann. Ist nun der lotrechte Abstand von der M -Kurve nach der natürlichen Böschung Gleitkraft, mithin der lotrechte Abstand von M_b nach der natürlichen Böschung Bruchkraft, so folgt, daß jede Strecke von M_b nach der natürlichen Böschung eine Wandkraft sein könnte, welche den aufgetragenen Nutzlasten das Gleichgewicht halten könnte, daß aber nach der allgemeinen Theorie die kleinste mögliche Wandkraft E' zu erwarten ist, welche mithin durch die Senkrechte von M_b auf die natürliche

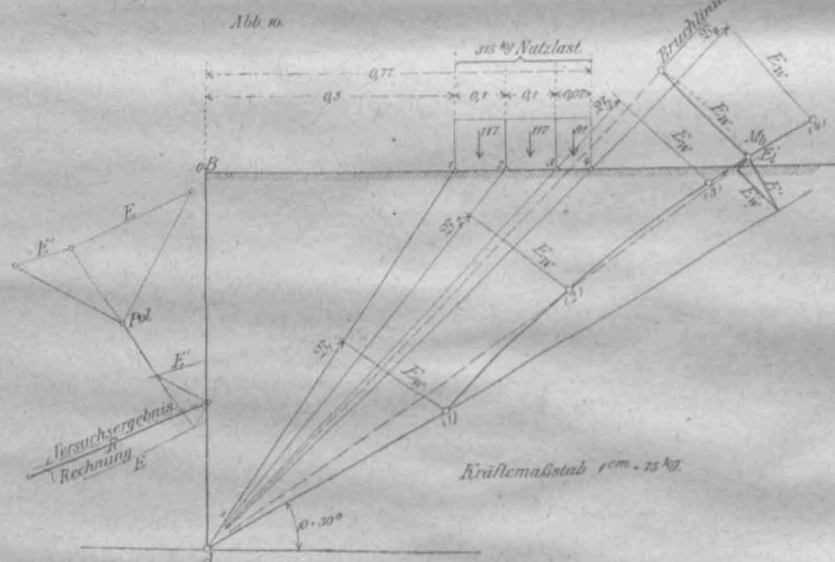
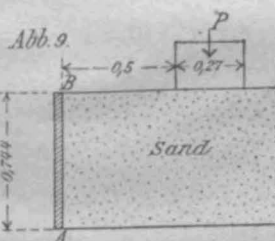
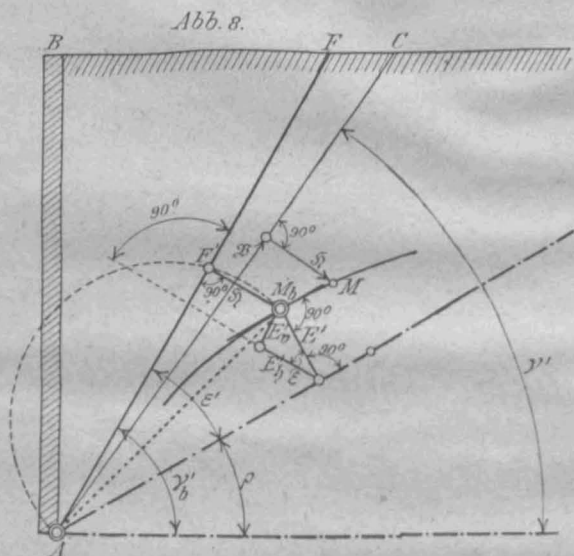
Böschung gegeben ist. Um die wahre Richtung von E' zu finden, muß man sich wieder klar machen, daß der Kräfteplan verdreht gezeichnet ist. Schlägt man über AM_b einen Halbkreis, und schneidet darin die Sehne $M_b F' = \S$ ab, so ist AF' die zu M_b gehörige Bruchfläche und AF' die an dem Bruchprisma ABF' angreifende gesamte lotrechte Kraft. Man muß also E' in zwei Seitenkräfte senkrecht und parallel AF' zerlegen, um die wagrechten und lotrechten Seitenkräfte des Erddruckes aus Nutzlast zu erhalten. Oder auch: Der Erddruckwinkel ϵ' ist gleich der Differenz zwischen dem Bruchwinkel γ_b und dem Böschungswinkel φ , genau wie bei der Bestimmung des Erddruckes aus Eigengewicht.

Die einfache Handhabung soll noch an einem Beispiel erläutert werden, aus welchem sich zugleich die Uebereinstimmung zwischen Theorie und Versuch ergibt. Prof. Müller-Breslau hat zahlreiche Versuche über die Wirkung der Nutzlast angestellt und in seinem Buch: „Erddruck auf Stützmauern“, Stuttgart 1906, beschrieben (S. 142). Die allgemeine Versuchsanordnung war nach Abbildung 9 folgende:

Der Versuchskasten war 0,744 m hoch und 1,015 m breit; als Füllung diente Sand; wie in meiner Abhandlung I über Erddruck aus Eigengewicht („Mitteilungen“ No. 2) ausgeführt, muß $\gamma = 1600 \text{ kg/cbm}$ und $\varphi = 30^\circ$ angenommen werden. Der Erddruck aus Eigengewicht allein ergibt sich dort für diese Versuchsanordnung zu 134,0 kg, und zwar $E_w = 121,1 \text{ kg}$ und $E_l = 56,2 \text{ kg}$; der Angriffspunkt liegt in $\frac{1}{3} \cdot 0,744 = 0,248 \text{ m}$ Entfernung über A . Als Nutzlast P hat Prof. Müller-Breslau gußeiserne Platten in einzelnen Schichten aufgelegt; jede Schicht hat 105 kg gewogen. Es wird nun beispielsweise der Erddruck ermittelt, welcher 3 Schichten = 315 kg Nutzlast in der angegebenen Stellung entspricht. Die Konstruktion ist in Abbildung 10 durchgeführt. Die Lastfläche ist in 3 Teile eingeteilt, auf welche

$10 \cdot 315 = 117 \text{ kg}$, bzw. $\frac{7}{27} \cdot 315 = 81 \text{ kg}$ Nutzlast entfallen. Es ergibt sich nun

$\Sigma_1 =$ Summe aller an $AB1$ angreifenden lotrechten Kräfte einschl. der lotrechten Seitenkräfte des Erddruckes aus Eigenlast =



digen vom Wanddruck E aus Eigengewicht getrennten, nach Größe und Richtung bestimmten Wert; sein Angriffspunkt muß, wie die folgende Ueberlegung zeigt, in der Mitte der Wandhöhe liegen. Denn das Bruchprisma für Nutzlast würde auf der Bruchfläche ohne weiteren Zerfall mitsamt dem als äußere Kraft angebrachten Wanddruck aus Eigengewicht abgleiten, wenn es nicht auf die tatsächlich ja vorhandene Stützwand treffen würde, gegen welche es sich schon vorher infolge der Wirkung des Eigengewichtes gleichmäßig angelegt hat. Die von der Stützwand auszuübende Gegenkraft gegen die Nutzlast muß also gleichförmig über deren Rückenfläche verteilt sein, also in halber Höhe angreifen.

Nunmehr handelt es sich noch um ein einfaches Ermittlungsverfahren, und ein solches ergibt sich ganz analog demjenigen für Erddruck aus Eigenlast allein. An dem beliebigen Gleitprisma ABC — s. Abbildung 8 — greifen Kräfte an, welche die lotrechte Seitenkraft \S und die wagrechte Seitenkraft \S liefern. Es ist also praktisch \S gleich dem Gewicht des Prismas ABC vermehrt um die

$$= \frac{1}{2} \cdot 0,744 \cdot 0,50 \cdot 1,015 \cdot 1600 - 56,2 = 245,8 \text{ kg,}$$

entsprechend

$$\mathfrak{B}_2 = \frac{1}{2} \cdot 0,744 \cdot 0,60 \cdot 1,015 \cdot 1600 + 117 - 56,2 = 423,2 \text{ kg}$$

$$\mathfrak{B}_3 = \frac{1}{2} \cdot 0,744 \cdot 0,70 \cdot 1,015 \cdot 1600 + 2 \cdot 117 - 56,2 = 600,6 \text{ kg}$$

$$\mathfrak{B}_4 = \frac{1}{2} \cdot 0,744 \cdot 0,77 \cdot 1,015 \cdot 1600 + 315 - 56,2 = 723,9 \text{ kg}$$

Diese lotrechten Kräfte sind nun auf den Strahlen A1, A2, A3 und A4 aufgetragen; in den entsprechenden Endpunkten ist winkelmäßig dazu jeweils die wagrechte Seitenkraft E'_w des Erddruckes aus Eigenlast angetragen worden, die rechnermäßig 121,1 kg beträgt. Die sich so ergebenden 4 Endpunkte (1), (2), (3) und (4) hat man durch eine Kurve verbunden. An diese Kurve hat man eine Tangente parallel der natürlichen Böschung gelegt, mit dem Berührungspunkt M_b . Das Lot von M_b auf die natürliche Böschung ist der Erddruck E' aus Nutzlast. Mittels eines über AM_b geschlagenen Halbkreises, von welchem nur ein kurzes Stück gezeichnet ist, und der von M_b aus eingeschriebenen Sehne E'_w ergibt sich die Bruchlinie. Der Erddruck E' kann nunmehr in die beiden Seitenkräfte E'_l und E'_w parallel und senkrecht zur Bruchlinie zerlegt

werden. Damit ist der Erddruck aus Nutzlast, der in halber Wandhöhe angreifen muß, vollständig nach Größe, Richtung und Angriffspunkt bestimmt.

Setzt man nun die beiden Erddruck-Elemente E und E' mittels Kraft- und Seileck zusammen, so muß sich der gesamte Erddruck R nach Größe, Richtung und Angriffspunkt ergeben. Diese Größe ist in Abbildung 10 maßstäblich aufgetragen und zum Vergleich ist der von Prof. Müller-Breslau gemessene Versuchswert gestrichelt eingezeichnet worden. Die Übereinstimmung ist so vollkommen, wie man es nur irgend erwarten kann. In Zahlen hat sich ergeben:

	gerechnet	gemessen
Gesamtkraft des Erddruckes E	192 kg	185 kg
Wagrechte Seitenkraft E'_w	176 kg	172,4 kg
Lotrechte Seitenkraft E'_l	76 kg	68,4 kg
Angriffspunkt über A	0,286 m	0,292 m
Moment um A	5090 kgcm	5000 kgcm

Wenn man berücksichtigt, daß Prof. Müller-Breslau mit diesem Versuch u. a. „die irrige Ansicht widerlegen will, daß eine Nutzlast in dem fraglichen Abstand von der Stützmauer überhaupt keinen Einfluß auf den Erddruck habe,“ so wird man die Bedeutung des mitgeteilten, zudem sehr einfachen Verfahrens, welches den fraglichen Einfluß in genauer Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen zu berechnen ermöglicht, am besten richtig einschätzen. — Eine Anzahl weiterer Fragen soll später in einem III. Teil behandelt werden. —

Eisenbetondecken ohne Einschaltungen.

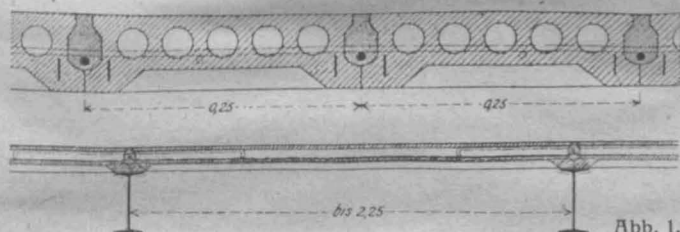


Abb. 1.

Abbildung 1. Durchlaufende Eisenbetondecke auf eisernen Trägern D. R. P. a.

Abbildung 2. Plattenbalken mit fertigen Eisenbeton-Platten D. R. P. a.

Erläuterung zu Abbildung 2: Die Kästen für die Rippen werden auf dem Werkplatz vorher freitragend fertig gestellt (ausgezogene Linien). Die punktiert gezeichnete Schalung wird erst auf der Baustelle eingebaut.

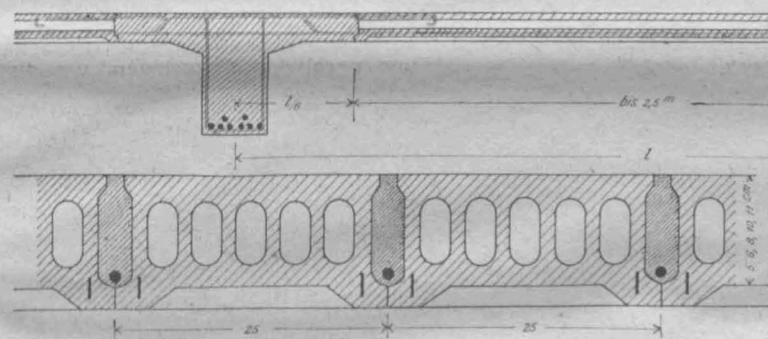


Abbildung 2.

Abbildung 3. Weitgespannte Decke mit fertigen Platten.

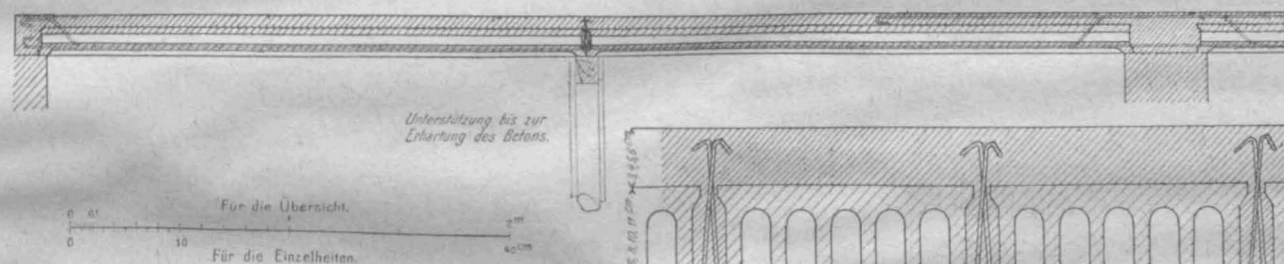


Abbildung 3.

Eisenbetondecken mit porösen Hohlsteinen sind mehrfach angeboten worden. Der Vorzug derselben besteht einmal in der Gewichts- und Baustoff-Ersparnis, weiter soll aber nach den Angaben der Konstrukteure der verschiedensten Hohlkörpersysteme eine „Ersparnis an Schalung bis zu 50%“ erreicht werden. Diese Ersparnis soll sich daraus ergeben, daß in der Platten-Schalung Schlitzte von 15–30 cm Breite offen gelassen werden, welche durch die Hohlkörper überdeckt werden. Der Verbrauch an Kanthölzern und Steifen für die Unterstützung bleibt natürlich genau derselbe wie bei jeder massiven Eisenbetondecke. Die Ersparnis an Schalbrettern wird schon sehr zweifelhaft, wenn die Deckenplatte als über mehrere Stützen durchlaufender Balken

ausgebildet wird, sodaß am Auflager für eine massive Betonzone eine geschlossene Plattenschalung erforderlich wird. Ganz und gar auf dem Papier sieht die Schalungs-Ersparnis dann, wenn die Eisenbeton-Hohlkörperdecken sich von Eisenbeton-Balken zu Balken spannen und wenn die größte Längenausdehnung des zu überdeckenden Raumes parallel zu den Auflagern verläuft. Um möglichst niedrigen Holzverschchnitt zu erzielen, wird man dann die Bretter parallel zu den Balken oder Auflagern laufen lassen und die Plattenschalung muß vollkommen geschlossen hergestellt werden.

Es muß aber das Ziel der Eisenbeton-Industrie bleiben, an Nebenkosten bei der Herstellung von Eisenbeton möglichst zu sparen. Bei dem Schalholz ist dies besonders angebracht, da einmal das Holzkonto schon in Friedenszeiten

bei jedem Betonbaugeschäft eine verhältnismäßig große Höhe erreicht hat, besonders aber da jetzt durch die Kriegs-Verhältnisse und den dadurch bedingten großen Holzverbrauch eine gewisse Holzknappheit eingetreten ist und als deren Begleiterscheinung hohe Holzpreise gezahlt werden müssen. Diese Lage auf dem Holzmarkt wird leider auch nach Beendigung des Krieges anhalten, da der Verbrauch auch dann noch ein sehr großer sein wird und in der Holzeinfuhr Unregelmäßigkeiten und Schwierigkeiten bestehen bleiben werden.

Welchen Einfluß die Preissteigerung des Holzes auf die Angebotssumme eines Eisenbetonbaues hat, ergibt sich aus einer sehr ausführlichen Kalkulation in der Zeitschrift „Cement“ 1916 Nr. 52. Es wird dort die Platten-Balkenbrücke aus dem Werk von Dr.-Ing. A. Kleinlogel „Veranschlagen von Eisenbetonbauten“ einer Preisberechnung unter Zugrundelegung der Verhältnisse im Herbst 1916 unterzogen. Es ergibt sich dabei, daß die Baukosten bei sonst gleichen Verhältnissen um 80 % des Friedenspreises gestiegen sind. An dieser Preissteigerung hat die Holzverteuerung einen Anteil von 6,1 % oder mit anderen Worten, die Steigerung der Holzpreise hat den Bau um 4,9 % verteuert. Aus der gleichen Betrachtung der Preisgestaltung in obiger Zeitschrift ergibt sich weiter noch der ungeheure Einfluß der heutigen Arbeitslöhne. Die Steigerung der Arbeitslöhne hat an der schon erwähnten Baukosten-Verteuerung einen Anteil von 31,6 % bzw. sie haben den Bau um 25,5 % verteuert. Die beiden Faktoren, Holzkosten- und Lohn-Steigerung verteuerten also schon im Herbst 1916 eine Eisenbeton-Konstruktion um rd. 30 %.

Während man es nun bei den syndizierten Eisen- und Zementpreisen nicht so sehr in der Hand hat, an diesen Preisfaktoren große Ersparnisse zu erzielen, ist dies doch sehr wohl möglich bei den Löhnen und Schalhlözlern.

Bei den Löhnen hat man offenbar mit gutem Erfolg bereits versucht, eine Ersparnis zu erzielen durch Anwendung des Gußbetons. Eine weitere Ersparnis an Löhnen und zugleich an Schalung ist möglich durch Verwendung fertiger freitragender Bauelemente, wie das in Amerika in größerem Umfange bereits geschieht. Ganz wie beim Gußbeton soll hier keineswegs für ein Kopieren der Bauweise über dem Wasser eingetreten werden, da wohl jeder gewissenhafte Konstrukteur mit den Verbindungen und Konstruktionen von derartigen Bauelementen dort drüben nicht einverstanden ist. In ganz einwandfreier Weise ist dies aber möglich, wenn die einzelnen Platten im Prinzip so verwendet werden, wie die eingangs erwähnten Hohlkörperdecken. Hier wird das fertige Bauelement zu einem innigen Glied der Gesamtkonstruktion. Soll aber mehr erreicht werden, als die nur geschilderte theoretische Holzersparnis, so müssen die Bauelemente größere Abmessungen erhalten, was größere Eigenfestigkeiten bedingt und so schon dazu führt, das Bauelement nicht nur als Füllkörper, sondern als mittragenden Bestandteil zu betrachten.

Abbildung 1 zeigt den Quer- und Längsschnitt durch eine Massivdecke Syst. Mertens, D.R.P.a., auf eisernen Trägern oder Holzbalken. Jede Schalung fällt fort. Nach der Bewehrung der Fugen und dem Erhärten des Fugen-Mörtels ist das statische System der Deckenplatte ein Balken auf mehreren Stützen. Die Dielen werden aus

Leichtbeton hergestellt mit einem Gewicht von 1600 kg/cbm Betonmasse. Durch die Hohlräume wird eine weitere Gewichtsparsnis erzielt, sodaß folgende Deckengewichte entstehen:

bei $h = 5 + 3$ cm, $h - a = 5,8$ cm, Gew. für 1 qm	70 kg
" " $= 6 + 3$ " " " " " "	85 "
" " $= 7 + 3$ " " " " " "	90 "
" " $= 5 + 9$ " " " " " "	110 "

Die Deckengewichte entsprechen also etwa den Kleine'schen Hohlsteindecken. Die zulässige Betonbeanspruchung entspricht ebenfalls diesen und beträgt bei Dielen unter 10 cm Gesamtstärke $k_b = 30$ kg/qcm, darüber $k_b = 35$ kg/qcm, wenn $n = 25$, $k_b = 40$ kg/qcm, wenn $n = 15$ ist.

Das Verhältnis der Elastizitätsmodule beträgt $n = 25$, wenn kein Ueberbeton vorgesehen oder dieser nicht stärker als 5 cm oder $x \geq$ Ueberbetonstärke ist. Die Dielen selbst werden nur so stark bewehrt, daß sie ohne Gefahr dem Transport widerstehen und beim Verlegen in ungünstigster Laststellung eine Einzellast von 100 kg aufnehmen können. Entsprechend Abbildung 1 sind derartige Massivdecken schon in großem Umfange verwendet worden, zuletzt bei Geschossmagazinen in B., Munitionsanstalt in Sch., weitere in Ausführung in diesem Jahre allein rd. 17 000 qm.

Die Abbildung 2 zeigt noch eine Anwendung als Platte zwischen Eisenbetonbalken, D.R.P.a. Durch die Zusammensetzung mehrerer Einzelplatten sind die Platten auch zur Herstellung weitgespannter trägerloser Decken verwendbar, mit und ohne Ueberbeton. Die Fugenausbildung und die kreuzweise Bewehrung gewährleisten den erforderlichen Zusammenhang. Die Zugkräfte werden an der Stoßstelle ohne Unterbrechung durch die durchgehende Fugengewehrung übertragen.

Abbildung 3 gibt schließlich noch eine weitgespannte Decke mit fertigen Platten.

Die beabsichtigte Ersparnis an Löhnen und Schalung ist ohne Weiteres aus den angeführten Beispielen erkenntlich. Zahlenmäßig ergibt sie sich wie folgt:

Als Beispiel sei eine 13 cm starke Decke angenommen.

Auf Berliner Baustellen kostet 1 cbm gestampfter Beton Mischung 1:5 = 44 M. Ferner:

1 qm Betondecke 0,13 · 44,0	= 5,72 M.
1 " ein- und ausgeschaltete Fläche	= 2,70 "
2 kg Eisen, das in den Zementdielen bereits enthalten ist und bei Bemessung der Fugengewehrung berücksichtigt werden kann, einschließlich Arbeitslohn für Verlegen 2 % 50 M.	= 1,00 "
	1 qm = 9,42 M.

Demgegenüber kostet 1 qm Eisenbetondecke	
a. Leichtbetondecke 5 + 9 cm m. h - a = 11,3 cm	
1 qm	= 7,15 M.
Verlegen 1 qm	= 1,00 "
	1 qm = 8,15 M.

Die Ersparnis beträgt also 1,27 M/qm oder 13,5 % des Preises der früheren Ausführungsweise.

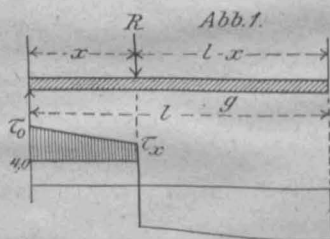
Noch größer wird die Ersparnis, wenn die Beton-Unteransicht geputzt werden sollte, um die unregelmäßigen Schalungsfugen in der Ansicht zu vermeiden. Die Leichtbetondielen dagegen kommen aus glatten Formen, werden auch mit glatter Unteransicht geliefert und machen jeden Deckenputz entbehrlich.

Bauingenieur K. Dietrichkeit in Berlin.

Beitrag zur Berechnung der schiefen Zugkräfte am Auflager des Eisenbetonbalkens bei wandernden Einzellasten. *)

Von Dipl.-Ing. Franz Meyer in Königsberg i. Pr.

Da im Hochbau gewöhnlich mit ruhenden Einzellasten gerechnet wird, bietet beim Eisenbetonbalken die Ermittlung der durch die Schubspannungen hervorgerufenen und in den aufgebogenen Eisen auftretenden Zugkräfte keine Schwierigkeit. Diese Berechnung läßt sich unter Berücksichtigung des Einflusses der Querkräfte auf die Schubspannungen leicht durchführen.



Anders liegt aber die Sache, wenn wandernde Einzel- bzw. Streckenlasten in Frage kommen, die bei Brücken die Regel bilden. In diesem Fall ist zunächst die ungünstigste Lage der Einzellasten festzustellen, bei der die Zugkräfte in den aufgebogenen Eisen ihren Größtwert annehmen.

Wie diese Aufgabe mit Hilfe der Lehre über Maxima und Minima gelöst wird, möge im folgenden an fünf Hauptbelastungsfällen gezeigt werden.

Belastungsfall I. Balken gleichmäßig belastet, außerdem eine Einzellast (Abbildung 1).

Nimmt man nach den neuen preuß. ministeriellen Bestimmungen vom 13. Jan. 1916 als größte zulässige Schubspannung im Beton 4 kg/qcm an, so ergeben sich am Auflager und unter der Einzellast für die Schubspannungen τ_0 und τ_x nachstehende Werte:

$$\tau_0 = \frac{g l + P \frac{l-x}{l}}{b_0 z}; \quad \tau_x = \frac{g l}{2} + P \frac{l-x}{l} - g x$$

Hierin bedeutet: b_0 die Breite des Balkens, z den Hebelsarm der inneren Kräfte.

Die Zugkraft in den aufgebogenen Eisen wird demnach

$$Z = \left[\frac{g l + P \frac{l-x}{l}}{b_0 z} - 4,0 + \frac{g l}{2} + P \frac{l-x}{l} - g x \right] \frac{b_0 \cdot x}{2 \sqrt{2}}$$

*) Anmerkung der Redaktion: Der Artikel ist bereits seit Ende v. J. in unserem Besitz, konnte Raum mangels wegen bisher aber nicht veröffentlicht werden.

Nach einigen einfachen Umformungen erhält man für die Zugkraft den Wert:

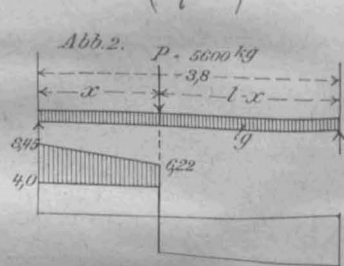
$$Z = \frac{1}{2 \cdot z \sqrt{2}} \left[-x^2 \left(\frac{2P}{l} + g \right) + x (gl + 2P - 8,0 \cdot b_0 \cdot z) \right]$$

Bildet man nun den Differentialquotient $\frac{dZ}{dx}$ und setzt diesen gleich Null, so gewinnt man aus dieser Beziehung den Wert für x , bei dem Z seinen Größtwert annimmt.

$$\frac{dZ}{dx} = \frac{1}{2 \cdot z \sqrt{2}} \left[-2x \left(\frac{2P}{l} + g \right) + (gl + 2P - 8,0 \cdot b_0 \cdot z) \right] = 0$$

Löst man diese Gleichung nach x auf, so erhält man:

$$1) x = \frac{gl + 2P - 8,0 \cdot b_0 \cdot z}{2 \left(\frac{2P}{l} + g \right)} = \frac{(gl + 2P - 8,0 \cdot b_0 \cdot z) \cdot l}{2P + gl}$$



Beispiel 1. (Abb. 2.) Für die Berechnung einer Plattenbalkenbrücke von 3,8 m Stützweite sei ein Dampfplugg von 21 t Dienstgewicht und 4,55 m Achs-Abstand vorgeschrieben. Bei dieser Verkehrslast kommt demnach nur eine Achse für die Brücke in Frage. Für den Mittelbalken ist der Lastenteil des Dampfplugges: $P = 5600$ kg, gleichmäßig verteilte Last $g = 1500$ kg/m, $b_0 = 25$ cm, $z = 31,73$ cm. Der Abstand x der Einzellast P vom Auflager ist nach Gleichung I:

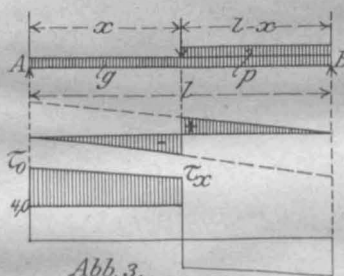
$$x = \frac{(gl + 2P - 8,0 \cdot b_0 \cdot z) \cdot l}{2P + gl} = \frac{(1500 \cdot 3,80 + 2 \cdot 5600 - 8,0 \cdot 25 \cdot 31,73) \cdot 3,80}{2 \cdot 5600 + 1500 \cdot 3,80} = 1,19 \text{ m}$$

$$\tau_0 = \frac{1500 \cdot 1,90 + 5600 \cdot \frac{3,80 - 1,19}{3,80}}{25 \cdot 31,73} = 8,45 \text{ kg/qcm}$$

$$\tau_x = \frac{1500 \cdot 1,90 + 5600 \cdot \frac{3,80 - 1,19}{3,80} - 1500 \cdot 1,19}{25 \cdot 31,73} = 6,22 \text{ kg/qcm}$$

mithin ist der Größtwert der Zugkraft für die aufgebogenen Eisen nach Abbildung 2

$$Z = \frac{((18,45 - 4,0) + (6,22 - 4,0)) \cdot 25 \cdot 119}{2 \sqrt{2}} = 7100 \text{ kg}$$



Belastungsfall II. Balken gleichmäßig belastet, außerdem eine Strecken- und eine Einzellast (siehe Abb. 3).

Zur Ermittlung der größten Zugkräfte dient das unter I angewandte Verfahren. Da die τ -Linie bei unveränderlichem b_0 und z ähnlich der Q -Linie ist, ergibt sich aus letzterer die ungünstigste Belastung für die Zugkräfte in den aufgebogenen Eisen. Es ist also, wie aus Abbildung 3 ersichtlich, nur der Balkenteil rechts von P zu belasten, um den Größtwert für Z zu erhalten. Die Schubspannungen bei A bzw. in der Entfernung x vom Auflager betragen:

Abb. 3.

Vermischtes.

Deutscher Ausschuss für Eisenbeton. Der Ausschuss wendet sich an die deutschen und österreichisch-ungarischen Fachgenossen unter Hinweis auf die von ihm bisher herausgegebenen Veröffentlichungen und die sonst erschienenen zahlreichen Schriften über Versuche an Eisenbeton-Bauteilen. Notwendig erscheint nunmehr eine einheitliche Zusammenstellung unserer derzeitigen Erkenntnisse und eine Feststellung dessen, was an Versuchen noch fehlt, um die wissenschaftlichen Grundlagen für die Berechnung der einzelnen Eisenbeton-Bauteile (Platten, Balken, Säulen usw.) als ausreichend gesichert betrachten zu können. Der Ausschuss ersucht die Fachgenossen, Abhandlungen einzusenden, die entweder das ganze Gebiet des Eisenbetonbaues oder Teile davon in genanntem Sinne behandeln; er hat zum Ankauf derartiger Arbeiten eine größere Summe ausgesetzt. Der Arbeitsausschuss wird

2. Juni 1917.

$$\tau_0 = \frac{g \frac{l}{2} + P \cdot \frac{l-x}{l} + \frac{p(l-x)^2}{2l}}{b_0 \cdot z}$$

$$\tau_x = \frac{g \frac{l}{2} + P \cdot \frac{l-x}{l} + \frac{p(l-x)^2}{2l} - g x}{b_0 \cdot z}$$

Für Z erhält man also folgenden Wert:

$$Z = \left[\frac{g \frac{l}{2} + P \cdot \frac{l-x}{l} + \frac{p(l-x)^2}{2l}}{b_0 \cdot z} - 4,0 \right] \frac{b_0 \cdot x}{2 \sqrt{2}} + \left[\frac{g \frac{l}{2} + P \cdot \frac{l-x}{l} + \frac{p(l-x)^2}{2l} - g x}{b_0 \cdot z} - 4,0 \right] \frac{b_0 \cdot x}{2 \sqrt{2}}$$

Diese Gleichung kann man nach fallenden Potenzen von x geordnet, wie folgt, schreiben:

$$Z = \frac{1}{2 \cdot z \sqrt{2}} \left[x^3 \cdot \frac{p}{l} - x^2 \left(2 \frac{p}{l} + 2p + g \right) + x (gl + 2P + pl - 8,0 \cdot b_0 \cdot z) \right]$$

Die Beziehung $\frac{dZ}{dx} = 0$ liefert wie unter I den Wert für x , bei dem Z seinen Größtwert erreicht.

$$\frac{dZ}{dx} = \frac{1}{2 \cdot z \sqrt{2}} \left[3x^2 \cdot \frac{p}{l} - 2x \left(2 \frac{p}{l} + 2p + g \right) + (gl + 2P + pl - 8,0 \cdot b_0 \cdot z) \right] = 0$$

$$\text{II) } 3x^2 \cdot \frac{p}{l} - 2x \left(2 \frac{p}{l} + 2p + g \right) + (gl + 2P + pl - 8,0 \cdot b_0 \cdot z) = 0$$

Beispiel 2 (Abbildung 4).

Für den Randbalken des in Beispiel 1 gewählten Plattenbalkens gelten folgende Belastungswerte: ständige Last (Eigengewicht der Brücke, Pflaster usw.) $g = 1400$ kg/m; bewegliche Last: Menschengedränge auf dem Fußweg: $p = 280$ kg/m, Anteil des Dampfplugges: $P = 4850$ kg. Ferner ist $b_0 = 25$ cm, $z = 31,10$ cm. Setzt man diese Zahlenwerte in Gleichung II ein, dann erhält man für x folgende quadratische Gleichung:

$$\frac{3x^2 \cdot 280}{3,80} - \frac{2x}{3,80} \left[2 \cdot (4850 + 280 \cdot 3,80) + 1400 \cdot 3,80 \right] + 3,80 (280 + 1400) + 2 \cdot 4850 - 8,0 \cdot 25 \cdot 31,10 = 0$$

Dieser Gleichung genügt $x = 1,10$ m. Nach Abbildung 4 berechnet sich die größte Zugkraft der aufzubiegenden Eisen wie folgt:

$$\tau_0 = \frac{1400 \cdot 1,90 + 4850 \cdot \frac{2,70}{3,80} + \frac{280 \cdot 2,70^2}{2 \cdot 3,80}}{25 \cdot 31,10} = 8,20 \text{ kg/qcm}$$

$$\tau_x = \frac{1400 \cdot 1,90 + 4850 \cdot \frac{2,70}{3,80} + \frac{280 \cdot 2,70^2}{2 \cdot 3,80} - 1400 \cdot 1,10}{25 \cdot 31,10} = 6,20 \text{ kg/qcm}$$

$$Z = \frac{[(8,20 - 4,0) + (6,20 - 4,0)] \cdot 25 \cdot 110}{2 \sqrt{2}} = 6300 \text{ kg} \quad (\text{Schluß folgt.})$$

entscheiden, welche der eingegangenen Arbeiten sich zum Ankauf eignen; hierdurch erwirbt der Ausschuss das Recht, den Inhalt eines Aufsatzes für seine Zwecke zu verwenden; das Recht der Veröffentlichung verbleibt dem Verfasser. Die Arbeiten sind in deutscher Sprache abzufassen und bis zum 1. Januar 1918 einzusenden an den Geschäftsführer des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, Berlin W. 66, Wilhelmstraße 80 (Ministerium der öffentl. Arbeiten).

Nachschrift der Schriftleitung. Dieses Vorgehen des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“ ist sehr zu begrüßen. Es wird mit Recht darüber geklagt, daß die Fülle des Versuchs-Materials allmählich so groß geworden ist, daß die Uebersicht verloren geht. Außerdem hat die Auswertung der Versuchs-Ergebnisse für die Praxis nicht Schritt gehalten mit den Versuchen selbst. Die in zwischen erschienenen Lehrbücher und auch die zahlrei-

chen auszugsweisen Veröffentlichungen in den Fachzeitschriften können diese Lücke nicht ausfüllen. Es ist daher zu hoffen, daß sich ein recht großer Kreis von Mitarbeitern bei der Lösung der hier gestellten interessanten, aber auch schwierigen Aufgabe finden möge. —

Eine eigenartige Wirkung des Frostes im Winter 1916/17. Ein Fall, der wohl bis heute vereinzelt dastehen



dürfte, soll durch die beigegebenen beiden Abbildungen veranschaulicht werden. Durch die strenge Frostperiode traten bei einer nur noch teilweise abgesprießten Eisenbetondecke Kräfte von einer Größe auf, mit der in der Praxis noch nie gerechnet worden ist.

Der vorhandene Untergrund, auf den die Sprießen

mittels Querdielen abgestützt waren, ist ein sehr wasserhaltiger Lehm Boden. Infolge der strengen Kälte in den Monaten Januar und Februar dieses Jahres gefror das im Lehm Boden enthaltene Wasser auf eine Tiefe von 40 bis 50 cm. Als natürliche Folge trat eine Hebung des Bodens bis zu 5 cm und mehr ein. Die Wirkung dieser Hebung veranschaulichen vorstehende Photographien. Die Sprießen mußten infolge der großen Kräfte im Untergrund, die sich durch die eingezogenen Längsdielen auf jene konzentrierten, ausknicken. Wäre die Decke noch ganz eingeschalt, d. h. wären noch sämtliche Sprießen eingezogen gewesen, so wäre die Decke sicherlich mitsamt den Eisenbeton-Stützen von den Betonsockeln und Umfassungswänden abgehoben worden. Dieser Vorfall, der auf Naturgewalten zurück zu führen ist, dürfte manchem Ingenieur als Lehre für spätere Zeiten dienen. —

Dipl.-Ing. A. Jackson in Stuttgart.

Literatur.

Vorlesungen über die Theorie des Eisenbetons. Vom ordentl. Prof. K. Hager a. d. Techn. Hochschule in München. München und Berlin 1916. Verlag von R. Oldenbourg. Pr. geb. 15 M. —

Im Eisenbetonbau sind, wie stets in der Entwicklung eines jungen Gebietes der Technik, die Ausführungen der theoretischen Ergründung vorangeeilt. Kühne Konstrukteure schufen in den letzten anderthalb Jahrzehnten bewundernswerte Bauwerke aus Eisenbeton für nahezu alle Zwecke des Bauwesens und in allen erdenklichen Formen. Die Grundlagen bei ihrem Entwurf bildeten naturgemäß die Lehren der Statik der Baukonstruktionen und der Festigkeitslehre. Wie bei keinem anderen Baustoff ist aber besonders beim Eisenbeton notwendig, die Materialeigenschaften zu berücksichtigen, weil zur Bauausführung auch zugleich die Erzeugung des Baustoffes im Bauwerk gehört. Ein wesentlicher Fortschritt in der Erkenntnis des Eisenbetons war daher nur durch umfangreiche Versuche in den Materialprüfungsanstalten zu erhoffen. Mit Recht kann ausgesprochen werden, daß Deutschland sowohl in der Erforschung des Eisenbetonbaues, wie in seiner Anwendung an der Spitze der Völker steht. Vom „Deutschen Ausschuss für Eisenbeton“ sind bisher Versuche mit einem Kostenaufwand von insgesamt 935 000 M. veranstaltet worden. Die Berichte hierüber umfassen 2500 Seiten und bilden eine noch längst nicht hinreichend ausgebeutete Fundgrube theoretischer Erkenntnis, deren Förderung eine der dringendsten wissenschaftlichen Aufgaben der Zukunft ist.

Mit Freude wurden daher von der Fachwelt die Veröffentlichungen der „Vorlesungen über die Theorie des Eisenbetons“ von Prof. Karl Hager-München begrüßt. Dieses Werk zeichnet sich besonders dadurch aus, daß in ihm nicht nur die theoretischen Grundlagen zur Berechnung von Eisenbeton-Bauteilen in gründlicher und klarer Form gegeben sind, sondern auf Schritt und Tritt bei der Behandlung der Festigkeitsarten auch jeweils die Beobachtungen bei den entsprechenden Versuchen erörtert und mit den Ergebnissen der Berechnung verglichen werden. Für diese mustergültige und mühevollen Art wissenschaftlicher Verarbeitung des vorliegenden Stoffes muß die Fachwelt dem Verfasser zu besonderem Danke verpflichtet sein.

Aus dem reichen Stoff seien besonders erwähnt die Behandlung der Säulen-Berechnung, insbesondere der umschnürten Säulen, die Erörterung der Schubspannung bei Biegung und der daraus sich ergebenden Bemessung der Schrägeisen und Bügel und die Platten-Berechnung mit den Beispielen der Rassetendecke und der Pilzdecke.

Endlich hat der Verfasser seinem Buche dadurch einen besonderen Wert verliehen, daß er allenthalben die amtlichen Bestimmungen, soweit sie in deutscher Sprache erschienen sind, berücksichtigt, erläutert und einander gegenüber gestellt hat. Vor allem sei auf die wertvollen Randbemerkungen zu den Bestimmungen des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“ hingewiesen, zu deren Erläuterung der Verfasser als dessen Mitglied besonders berufen war.

Das vorzügliche Werk Hagers kann mit vollem Recht dem bekannten, führenden Werke der deutschen Eisenbeton-Theorie von Prof. Mörsch zur Seite gestellt und somit allen Fachgenossen auf das wärmste empfohlen werden. —

W. Gehler.

Inhalt: Untersuchung von Hochofenschlacken auf ihre Eignung zur Betonbereitung. — Neue Lösung des Erddruckproblems. — Eisenbetondecken ohne Einschaltungen. — Beitrag zur Berechnung der schiefen Zugkräfte am Auflager des Eisenbetonbalkens bei wandernden Einzellasten. — Vermischtes. — Literatur. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin.
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachf. P. M. Weber in Berlin.

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

14. Jahrgang 1917.

No 11.

Zwei neue Straßenbrücken in Eisenbeton über den Neckar.

Von Ob.-Ingenieur O. Muy der A.-G. Wayss & Freytag in Neustadt a. d. Haardt. Hierzu die Abbildungen S. 84 und 85.



Infolge des gesteigerten Verkehrs und der Vergrößerung der Nutzlasten mußten zwei in den achtziger Jahren v. Jahrh. mit einer Fahrbahnbreite von nur 3,5 m und schmalem Gehweg hergestellte eiserne Neckarbrücken vor 2 Jahren sehr rasch auf größere Fahrbahnbreite umgebaut bzw. durch Neubauten ersetzt werden. Die Bauherrschaft gab zwei Entwürfen in Eisenbeton den Vorzug, weil diese sich den örtlichen Verhältnissen in besonderer Weise anzupassen vermochten und die Ausführung in Eisenbeton die beste Gewähr für die Einhaltung der kurz bemessenen Bauzeit bot.

Im Zusammenhang mit den Brückenbauten wurde eine Straßenregulierung durchgeführt, nach der nun die eine Brücke genau an der Stelle der vorhandenen Eisenbrücke erbaut werden mußte, während die andere Brücke neben der bestehenden alten etwa 10 m flußaufwärts in der Richtung des neuen Straßenzuges errichtet wurde.

Nach den gegebenen örtlichen Verhältnissen und mit Rücksicht auf die Hochwasser-Abführung ist die erstere Brücke als durchlaufende Balkenbrücke mit 3 Öffnungen, die letztere als Ausleger-Balkenbrücke mit einer Öffnung ausgebildet.

1. Durchlaufende Balkenbrücke mit 3 Öffnungen. (Hierzu die Abbildungen 1—14.)

Die Brücke, von der die Abbildungen 1—3, S. 84, in Ansicht, Längsschnitt und Grundriß eine Uebersicht geben, ist als durchlaufende Balkenbrücke mit 3 großen Öffnungen bis zu 17,26 m Spannweite ausgebildet. Sie wurde an Stelle der nur 4 m breiten eisernen Brücke erbaut. Die alten vorhandenen Flußpfeiler und Ufermauern sind mitbenutzt worden und mußten nur für die größere Breite der neuen Brücke entsprechend verlängert werden. Der Neubau wurde in zwei Bauabschnitten erstellt, da der Verkehr während des Baues aufrecht erhalten werden mußte. Die in Fahrbahnmittle auf die ganze Länge durchschnittene Brücke besteht somit aus 2 Hälften, deren Trennfuge mit kräftigem Eisenblech abgedeckt ist. Siehe die Einzelheiten des Querschnittes Abbildung 4, S. 85.

Da die neue Brückenachse mit der alten Achse fast zusammenfiel, so mußte die eiserne Brücke in einer Verkehrspause auf den genügend langen Pfeilern zuerst um etwa 2,5 m flußaufwärts verschoben werden. Hierauf wurden die alten Pfeiler flußabwärts entsprechend verlängert und dann konnte die erste Hälfte der neuen Brücke ausgeführt werden. Im Grundriß Abbildung 3 und im Querschnitt Abbildung 4 ist die alte Lage der eisernen Brücke eingezeichnet. Nachdem die neubetonierte erste Brückenhälfte genügend erhärtet war, wurde der Verkehr darüber geleitet, hierauf die eiserne Brücke abgebrochen und dann die zweite neue Brückenhälfte flußaufwärts hergestellt. Ein flußaufwärts in die alten Pfeiler eingebautes Schützenwehr blieb bestehen und wurde durch ein besonderes umschließendes Wehrhäuschen aus Eisenbeton mit der neuen Brücke in guten baulichen Zusammenhang gebracht. In dem Wehrhäuschen sind die Windevorrichtungen, die Zahnstangen und die Schütztafeln in gehobenem Zustande untergebracht. Die der Brücke zugekehrte Seite des Häuschens ist mit bogenförmigen Öffnungen versehen, die mit herausnehmbaren schmiedeeisernen Füllungs-Geländern abgeschlossen sind. An den beiden Enden dieser Langseite, jeweils über den mittleren Flußpfeilern, sind schmiedeeiserne Türen vorgesehen, durch welche das Innere des Häuschens begangen werden kann. Die ganze Anordnung des letzteren ist als eine sehr glückliche Lösung zu betrachten, die nicht nur den praktischen Bedürfnissen Rechnung trägt, sondern auch in ästhetischer Hinsicht sich gut in das Gesamtbauwerk einfügt.

Die Gesamtbreite der Brücke zwischen den Geländern beträgt 8,8 m, wovon 6,5 m auf die eigentliche Fahrbahn und 0,8 bzw. 1,5 m auf die beiderseitigen Gehwege entfallen. Unter dem breiteren Gehweg ist ein mit abhebbaren Monierplatten überdeckter Kabelkanal vorgesehen. Die Querschnittausbildung ist zweckmäßig und konstruktiv gut gelöst.

Die Ausbildung und Bewehrung der Fahrbahn-Konstruktion geht aus Abbildung 4 hervor. Die Brückenfahrbahn wurde als Basalt-Kleinpflaster ausgeführt, dessen Fugen mit Asphalt vergossen sind. Für die Randsteine wurden ebenfalls Basaltsteine verwendet. Es empfiehlt sich diese Ausbildung in allen Fällen, da die nur unbedeutend billigere Ein-

fassung mit eisernen Kantenschutzwinkeln nicht nur häßlich wirkt, sondern auch sehr unsolid ist. In Abbildung 5, S. 85 ist ein Stück der Fahrbahn mit dem Randstein und Gehweg in größerem Maßstab herausgezeichnet. Beachtenswert ist der sorgfältige Anschluß der Fahrbahndichtung am Gehweg, indem die Dichtung mit Schutzmörtelschicht in einem rückliegenden Falz hinter dem Randstein hochgeführt und die Fuge zwischen Randstein und Gehweg mit Goudron satt vergossen wurde. Für die Fahrbahn-Befestigung wurde eine Mindeststärke von 17 cm zu Grunde gelegt, wovon 2 cm auf die Fahrbahndichtung mit unterem Glattstrich, 3 cm auf den Schutzbeton mit Drahtgewebe-Einlage, 4 cm auf die Sandbettung und 8 cm auf das Plaster selbst entfallen. Es ist im Hinblick auf die bei einer Straßenbrücke auftretenden großen Einzellasten und die durch sie hervorgerufenen großen Erschütterungen geraten, die Gesamtstärke der Fahrbahnbefestigung nicht unter der hier gewählten Abmessung zu halten.

Die Balkenaufleger, Abbildungen 6 und 7, sind in einfacher, doch genügender Weise ausgebildet. Je ein festes Lager mit einer 20 mm starken Bleiplatte befindet sich auf dem linken Flußpfeiler, während

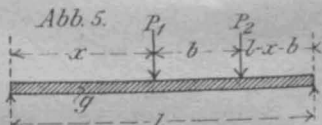
für die übrigen beweglichen Lager je zwei einfache 12 mm starke schmiedeeiserne Gleitplatten vorgesehen sind. Letztere sind mit den Pfeilern bzw. Trägern durch versenkt vernietete Rundisenanker fest verbunden und gegen die vordere Kante zur Ermöglichung einer Träger-Durchbiegung flach abgeschrägt. Die Betonpressung unter den Lagerplatten beträgt rd. 45 kg/qcm. Damit die Einzellasten der Brückenträger auf das Mauerwerk der alten Pfeiler gleichmäßig übertragen werden, wurden die oberen Schichten der letzteren abgebrochen und durch eine 40 cm starke Eisenbetonplatte ersetzt. Abbildung 6, S. 85 zeigt ein bewegliches Lager am Brücken-Ende mit Ueberdeckung der Widerlagerfuge durch Winkel mit Schleifblech und Betonpolster. Durch die kurzen Endfelder der Träger 4, 5 und 6 beim schrägen Widerlager entstehen hier negative Auflagerdrücke. Diesen wurde Rechnung getragen durch lotrechte Rundisenanker, die in das Widerlager mit oberer Filz-Umwicklung so einbetoniert sind, daß sie eine Längsbewegung der Brückentafel mitmachen können. Die untere Lagerplatte ist dafür mit einem länglichen Schlitz versehen. Die Anordnung geht aus Abbildung 7, S. 85, hervor. —

(Fortsetzung folgt.)

Beitrag zur Berechnung der schiefen Zugkräfte am Auflager des Eisenbetonbalkens bei wandernden Einzellasten.

Von Dipl.-Ing. Franz Meyer in Königsberg i. Pr. (Schluß.)

Belastungsfall III. Balken gleichmäßig belastet, außerdem 2 Einzellasten P_1 und P_2 (siehe Abbildung 5). Wie leicht ersichtlich, muß die kleinere Last P_2 vom Auflager weiter entfernt sein als P_1 , damit Z seinen Größtwert annimmt. Die Entfernung der Last P_1 von A sei vorläufig unbekannt und mit x bezeichnet. Der Rechnungsvorgang zur Ermittlung dieser Unbekannten ist derselbe wie bei den früheren Belastungsfällen.



$$r_0 = \frac{g \frac{l}{2} + P_1 \frac{l-x}{l} + P_2 \frac{l-x-b}{l}}{b_0 \cdot z}$$

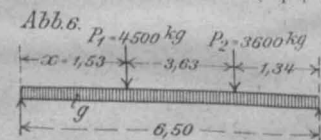
$$r_x = \frac{g \frac{l}{2} + P_1 \frac{l-x}{l} + P_2 \frac{l-x-b}{l} - g x}{b_0 \cdot z}$$

$$Z = \frac{g \frac{l}{2} + P_1 \frac{l-x}{l} + P_2 \frac{l-x-b}{l}}{b_0 \cdot z} - 4,0 + \frac{g \frac{l}{2} + P_1 \frac{l-x}{l} + P_2 \frac{l-x-b}{l} - g x}{b_0 \cdot z} - 4,0 \cdot \frac{b_0 x}{2\sqrt{2}}$$

$$= \frac{1}{2z\sqrt{2}} \left[-x^2 \left(\frac{2P_1}{l} + \frac{2P_2}{l} + g \right) + x \left(gl + 2P_1 + 2P_2 - 2P_2 \frac{b}{l} - 8,0 b_0 \cdot z \right) \right]$$

$$\frac{dZ}{dx} = \frac{1}{2z\sqrt{2}} \left(-2x \left(\frac{2P_1}{l} + \frac{2P_2}{l} + g \right) + gl + 2P_1 + 2P_2 - 2P_2 \frac{b}{l} - 8,0 b_0 \cdot z \right) = 0 = -2x \frac{2(P_1 + P_2) + gl}{l} + gl + 2(P_1 + P_2 \frac{l-b}{l}) - 8,0 b_0 \cdot z = 0$$

$$\text{III) } x = \frac{gl + 2(P_1 + P_2 \frac{l-b}{l}) - 8,0 b_0 \cdot z}{2(P_1 + P_2) + gl} \cdot \frac{l}{2}$$



Beispiel 3 (Abbildung 6). Der Berechnung einer Plattenbalkenbrücke von 6,50 m Stützweite sei eine Dampfwalze von 23 t Dienstgewicht zugrunde gelegt. Für den Mittelbalken habe

die Lenkwalze einen Lastanteil von 4500 kg, die Triebwalze einen solchen von 3600 kg ergeben. Die gleichmäßig verteilte Last g betrage 1950 kg/m, b_0 und z seien 28 bzw. 50,30 cm, dann ist nach Gleichung III

$$1950 \cdot 6,50 + 2(4500 + 3600 \cdot \frac{6,50 - 3,63}{6,50}) - 8,0 \cdot 28 \cdot 50,3$$

$$x = \frac{2(4500 + 3600) + 1950 \cdot 6,50}{1,53 \text{ m}}$$

ferner ist:

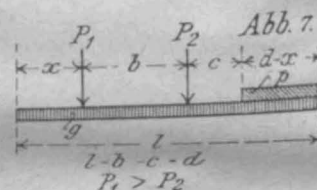
$$r_0 = \frac{1950 \cdot \frac{6,50}{2} + \frac{4500 \cdot 4,97 + 3600 \cdot 1,34}{6,50}}{28 \cdot 50,3} = 7,50 \text{ kg/qcm}$$

$$r_x = \frac{1950 \cdot \frac{6,50}{2} + \frac{4500 \cdot 4,97 + 3600 \cdot 1,34}{6,50} - 1,53 \cdot 1950}{28 \cdot 50,3} = 5,35 \text{ kg/qcm}$$

$$Z = \frac{[(7,50 - 4,0) + (5,35 - 4,0)] \cdot 28 \cdot 153}{2\sqrt{2}} = 7420 \text{ kg}$$

Belastungsfall IV. Balken gleichmäßig belastet, außerdem 2 Einzellasten und einseitig anschließende Streckenlast (siehe Abbildung 7).

Ähnlich wie früher ergibt sich, wenn $l-b-c = d$ gesetzt wird



$$r_0 = \frac{g \frac{l}{2} + P_1 \frac{l-x}{l} + P_2 \frac{l-b-x}{l} + p \frac{(d-x)^2}{2l}}{b_0 \cdot z}$$

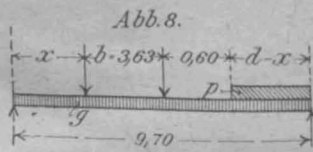
$$r_x = \frac{g \frac{l}{2} + P_1 \frac{l-x}{l} + P_2 \frac{l-b-x}{l} + p \frac{(d-x)^2}{2l} - g x}{b_0 \cdot z}$$

$$Z = \frac{g \frac{l}{2} + P_1 \frac{l-x}{l} + P_2 \frac{l-b-x}{l} + p \frac{(d-x)^2}{2l}}{b_0 \cdot z} - 4,0 + \frac{g \frac{l}{2} + P_1 \frac{l-x}{l} + P_2 \frac{l-b-x}{l} + p \frac{(d-x)^2}{2l} - g x}{b_0 \cdot z} - 4,0 \cdot \frac{b_0 x}{2\sqrt{2}}$$

$$Z = \frac{1}{2z\sqrt{2}} \left[x^3 \cdot \frac{p}{l} - \frac{x^2}{l} \left\{ 2(P_1 + P_2) + pd + gl \right\} + x \left\{ gl + 2(P_1 + P_2 \frac{l-b}{l}) + \frac{pd^2}{l} \right\} - 8,0 b_0 \cdot z \right]$$

Bildet man wieder $\frac{dZ}{dx}$, so ergibt sich:

$$\text{IV. } 3x^2 \cdot \frac{p}{l} - \frac{2x}{l} \left\{ 2(P_1 + P_2) + pl + gl \right\} + gl + 2(P_1 + P_2 \frac{l-b}{l}) + p \frac{d^2}{l} - 8,0 b_0 z = 0.$$



$P_1 = 4290 \text{ kg}, P_2 = 3580 \text{ kg}, g = 1930 \text{ kg/m}, p = 572 \text{ kg/m}, b_0 = 30 \text{ cm}, z = 72,20 \text{ cm}, d = l - b - c = 9,70 - 3,63 - 0,60 = 5,47 \text{ m}, l - b = 9,70 - 3,63 = 6,07 \text{ m}.$

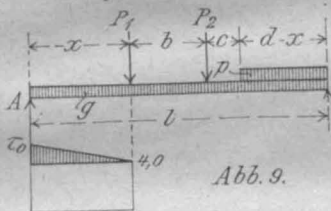
Nach Gleichung IV ist dann:

$$3x^2 \cdot \frac{572}{9,70} - \frac{2x}{9,70} \left\{ 2(4290 + 3580) + 572 \cdot 5,47 + 1930 \cdot 9,70 \right\} + 1930 \cdot 9,70 + 2(4290 + 3580 \cdot \frac{6,07}{9,70}) + 572 \cdot \frac{5,47^2}{9,70} - 8,0 \cdot 30 \cdot 72,20 = 0, x = 2,55 \text{ m und daraus}$$

$$\tau_0 = 6,95 \text{ kg/qcm}, \tau_x = 4,78 \text{ kg/qcm},$$

$$Z = \frac{[(6,95 - 4,0) + (4,78 - 4,0)] 30 \cdot 255}{2 \sqrt{2}} = 10 200 \text{ kg}.$$

Von Bedeutung ist noch die Ermittlung derjenigen Stelle des Balkens, an der die Schubspannung 4 kg/qcm herrscht, da hier bekanntlich mit dem Aufbiegen der Eisen zu beginnen ist, bzw. Schrägbügel einzulegen sind. Bezeichnet man mit x_1 die Entfernung der fraglichen Stelle vom Auflager A und mit Q_A die dort auftretende Querkraft, so gilt die Beziehung zwischen Querkraft und Schubspannung:



$$\frac{Q_A - g x_1}{b_0 \cdot z} = 4,0.$$

Für Belastungsfall IV (siehe Abbildung 9) ist daher:

$$\frac{l}{2} + P_1 \frac{l-x_1}{l} + \frac{P_2(l-b-x_1)}{l} + \frac{p(d-x_1)^2}{2l} - g x_1 = 4,0.$$

Ordnet man diesen Ausdruck nach fallenden Potenzen von x_1 , so erhält man folgende Gleichung:

Bedingungen für Beton- und Eisenbeton-Arbeiten.

Für die Ausführung von Bauwerken aus Beton und Eisenbeton sind durch den „Deutschen Ausschuss für Eisenbeton“ im Oktober 1915 neue Bestimmungen herausgegeben worden, die inzwischen in den meisten deutschen Bundesstaaten ohne, oder doch nur mit kleinen redaktionellen Änderungen angenommen worden sind.*) Es hat sich aber auch das Bedürfnis herausgestellt, für die Vergebung solcher Arbeiten und den Abschluß von Verträgen einheitliche Bedingungen zu schaffen, wie das für andere Zweige der Bauindustrie in gemeinschaftlicher Arbeit von Behörden, sonstigen Bausachverständigen und Unternehmern z. T. schon geschehen ist, denn die jetzt herrschende große Verschiedenheit der Bedingungen, die sich auch auf die Art der Abrechnung erstreckt, hat zu manchen Unzuträglichkeiten und Streitigkeiten geführt.

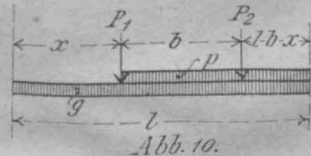
Fast gleichzeitig ist nun diese Frage von dem „Betonbau-Arbeitgeber-Verband für Deutschland“ und dem „Deutschen Beton-Verein“ in Arbeit genommen worden und es haben sich dann diese beiden Vereinigungen zu einem gemeinsamen Ausschuss zusammengeschlossen, um nach Anhörung ihrer Mitglieder und Sammlung des vorhandenen Materials einen Entwurf zu solchen Bedingungen aufzustellen, der seit einiger Zeit vorliegt. Es ist auch bereits Fühlung genommen mit dem „Verband deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine“, mit dem s. Zt. der „Deutsche Beton-Verein“ auch die ersten „Leitsätze“ für Eisenbeton-Arbeiten aufgestellt hat, und es ist ein gemeinschaftlicher Antrag an das preuß. Ministerium der öffentl. Arbeiten gerichtet worden, dahin gehend, es möge für die Festsetzung solcher Bedingungen ein gemischter Ausschuss

$$\text{IV a) } \frac{x_1^2}{2l} \cdot p - \frac{x_1}{l} (P_1 + P_2 + pl + gl) + g \frac{l}{2} + P_1 + P_2 \frac{l-b}{l} + \frac{p d^2}{2l} - 4,0 b_0 \cdot z = 0$$

Beispiel 4 liefert uns folgenden Wert für x_1

$$\frac{x_1^2}{2 \cdot 9,70} \cdot 572 - \frac{x_1}{9,70} (4290 + 3580 + 572 \cdot 5,47 + 1930 \cdot 9,70) + 1930 \cdot \frac{9,70}{2} + 4290 + 3580 \cdot \frac{6,07}{9,70} + \frac{572 \cdot 5,47^2}{2 \cdot 9,70} - 4,0 \cdot 30 \cdot 72,2 = 0$$

$$x_1 = 2,70 \text{ m}$$



Belastungsfall V.

Balken gleichmäßig belastet, ferner 2 Einzellasten und eine wie in Abbild. 10 angeordnete Streckenlast.

$$Z = \left[\frac{l}{2} + P_1 \frac{l-x}{l} + P_2 \frac{l-b-x}{l} + p \frac{(l-x)^2}{2l} - 8,0 + \frac{g \frac{l}{2} + P_1 \frac{l-x}{l} + P_2 \frac{l-b-x}{l} + p \frac{(l-x)^2}{2l} - g x}{b_0 \cdot z} \right] \frac{b_0 x}{2 \sqrt{2}}$$

$$= \frac{1}{2 \cdot z \sqrt{2}} \left[p \frac{x^3}{l} - \frac{x^2}{l} \left\{ 2(P_1 + P_2 + pl) + gl \right\} + x \left\{ l(g+p) + 2 \left(P_1 + P_2 \frac{l-b}{l} \right) \right\} - 8,0 b_0 \cdot z \right]$$

und aus $\frac{dZ}{dx} = 0$ folgt

$$\text{V) } 3x^2 \cdot \frac{p}{l} - \frac{2x}{l} \left\{ 2(P_1 + P_2 + pl) + gl \right\} + l(g+p) + 2 \left(P_1 + P_2 \frac{l-b}{l} \right) - 8,0 b_0 \cdot z = 0$$

Da der GrößtWert der in irgend einem Flächenelement auftretenden schiefen Hauptspannungen mit Sicherheit $(\tau_0 - \tau_x) b_0 x$ nicht angegeben werden kann, gilt die Formel $\frac{1}{2 \sqrt{2}}$

nur angenähert. Eine Grundlage für eine genauere Berechnung kann auch hier nur durch eingehende Versuche mit Plattenbalken gefunden werden. —

eingesetzt werden, damit in diesem ein Ausgleich der beiderseitigen Interessen stattfinden und eine dement-sprechende Form der Bedingungen gefunden werden kann. Einstweilen wurde auf der letzten Hauptversammlung des „Deutschen Beton-Vereins“ im April 1917 dessen Mitgliedern empfohlen, bei Vertragsabschlüssen nach Möglichkeit die Bedingungen in der Entwurfs-Fassung zur Geltung zu bringen.

Bei dieser Sachlage dürfte es von Interesse sein, den vorliegenden Entwurf, der also bisher nur eine Arbeit der beteiligten Unternehmerkreise darstellt, in seinen wichtigsten Punkten zu allgemeiner Kenntnis zu bringen, wobei jedoch nicht in eine Kritik im Einzelnen eingetreten, sondern nur hier und da auf jetzt übliche Verhältnisse hingewiesen werden soll.

Der Entwurf gliedert sich in 3 Hauptabschnitte: Allgemeine Bedingungen, Ausführungs-Bedingungen, Abrechnungs-Bedingungen. Der zweite Abschnitt ist hier mit wenigen Worten zu erledigen, da er nur einen Hinweis gibt auf die Bestimmungen des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“, die insbesondere für die Anfertigung der Bauvorlagen und statischen Berechnungen, für die Eigenschaften und die Art der Verarbeitung der Baustoffe, die Herstellung und Beseitigung der Schalungen, die Prüfungen während der Ausführung und die Probebelastungen maßgebend sein sollen. Bei der allge-

*) In Preußen durch Erlaß des Minist. d. öffentl. Arbeiten v. 13. Jan. und 23. Febr. 1916, im Kgrch. Sachsen durch Erlaß des Minist. d. Inneren v. 27. Sept. 16, in Hessen durch Runderlaß des Staatsminist. v. 6. Mai 1916, in Braunschweig dsgl. v. 13. Jan. 1916, in Oldenburg durch Minist.-Verfügung v. 25. März 16 und in Meiningen dsgl. v. 20. März 16. In Bayern und Württemberg ist Zustimmung demnächst zu erwarten. —

Abbildung 1. Ansicht der Brücke von unterhalb gesehen.

Zwei neue Straßenbrücken in Eisenbeton über den Neckar.

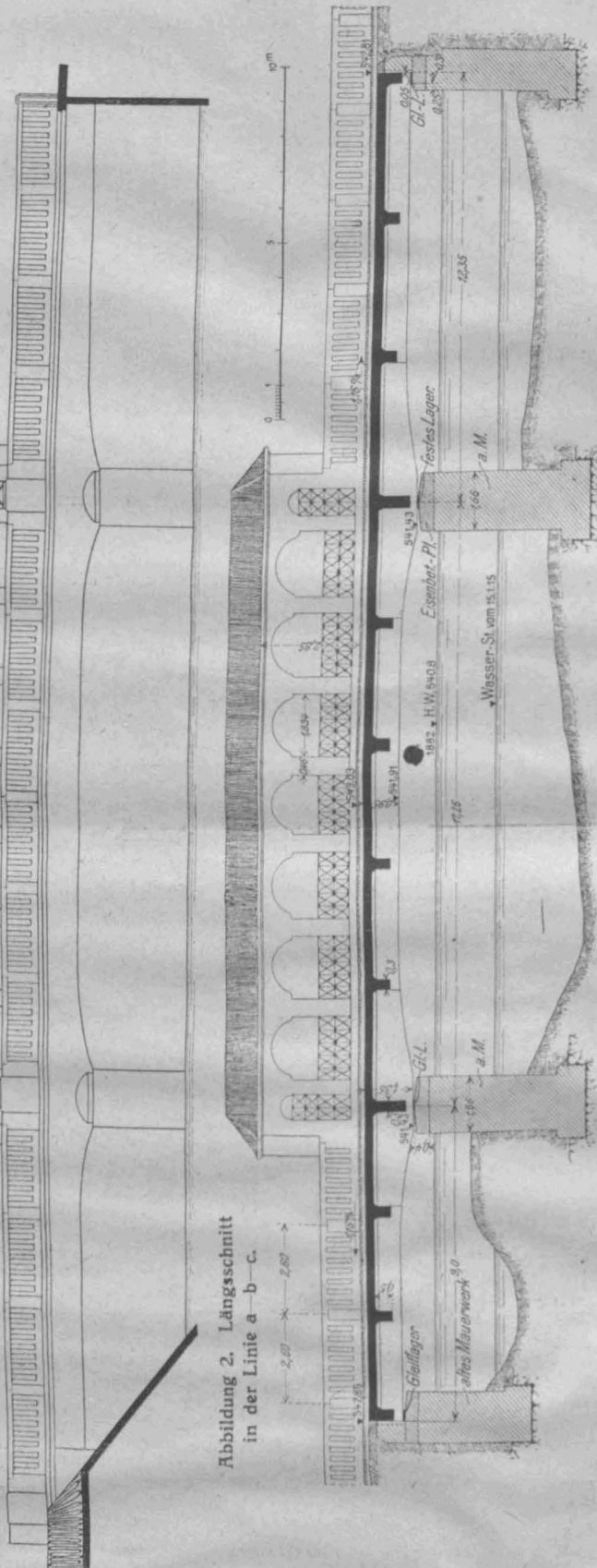


Abbildung 2. Längsschnitt in der Linie a-b-c.

Abbildung 3. Aufsicht und Grundriß der Brücke mit Balkenlage.

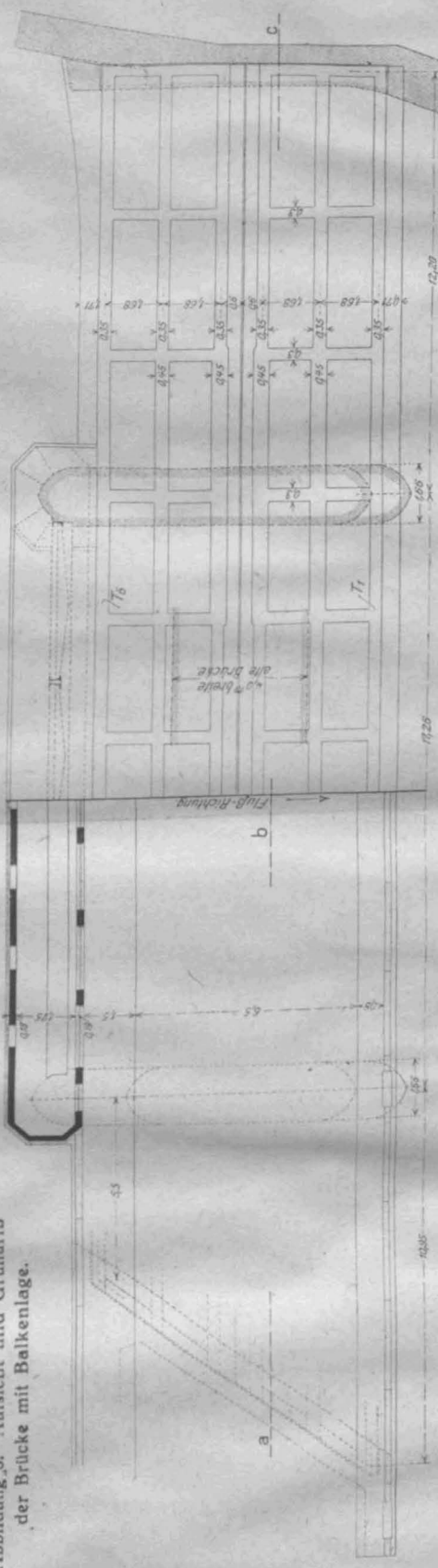


Abb. 1 3. Uebersicht der Neckarbrücke mit 3 Oeffnungen und durchlaufenden Balken. Entwurf und Ausführung Wayss & Freytag A.-G. in Neustadt a. d. H.

Ausdruck kommen, welcher die Rechte und Pflichten beider näher umschreibt und festlegt. Daß hier eine möglichst scharfe, Unklarheiten und Streitigkeiten nach Möglichkeit ausschließende Umgrenzung stattfindet, ist für beide Teile gleich wichtig, aber darüber, wo diese Grenzen zu ziehen sind, werden die Meinungen oft weit auseinander gehen. Der in früheren Bedingungen vielfach vertretene Stand-

punkt, dem Unternehmer möglichst weitgehende Pflichten, vor allem die volle Verantwortung und das ganze Risiko zuzuschieben, wird erfreulicher Weise mehr und mehr verlassen. Vor allem darf man wohl sagen, daß gerade die staatlichen Behörden am ehesten geneigt sind, berechtigten Forderungen der Unternehmer entgegen zu kommen,

am wenigsten vielleicht große Industrie-Unternehmungen, die bei ihren Ausschreibungen nicht selten noch Bedingungen von einer bis zur Unbilligkeit gehenden Schärfe zugrunde legen.

Dieser erste, in seinem Wortlaut sehr knapp gehaltene, Teil gliedert sich in 7 Unterabschnitte: Vertragsgegenstand; Allgemeine Rechte und Pflichten der Bauherrschaft

Abbildung 4. Querschnitt durch die Brücke und Einzelheiten der Fahrbahn-Ausbildung und Bewehrung.

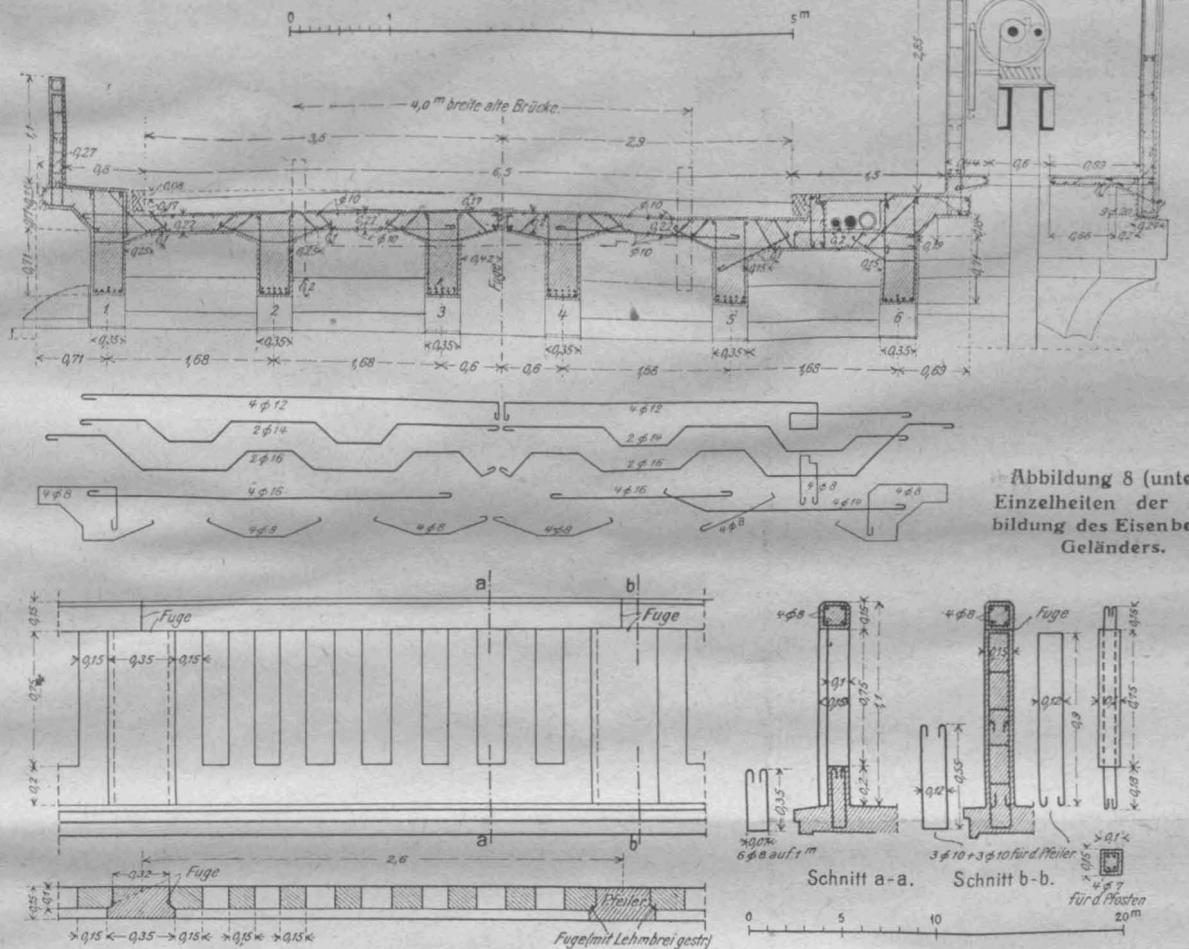


Abbildung 8 (unten). Einzelheiten der Ausbildung des Eisenbeton-Geländers.

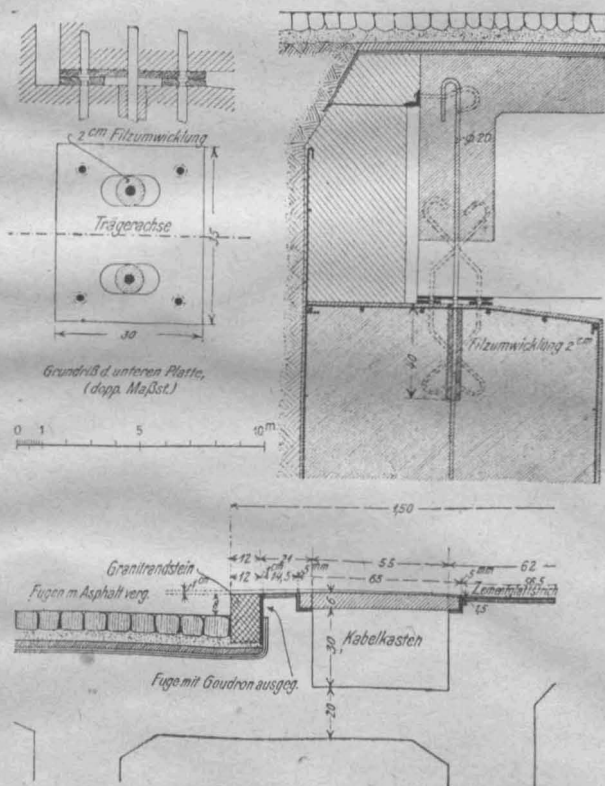
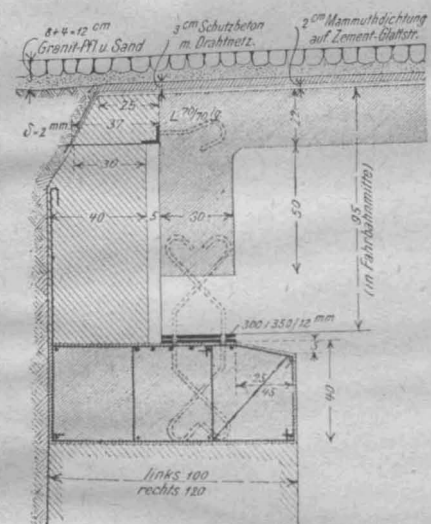


Abbildung 5. Einzelheiten der Fahrbahn- und Gehweg-Ausbildung.

Abbildung 6 (rechts). Ausbildung des beweglichen Endauflagers.

Abbildung 7 (links). Endauflager der kurzen Träger T_3-T_5 mit Verankerung wegen des negativen Auflagerdruckes.



Zwei neue Straßenbrücken über den Neckar in Eisenbeton.

Entwurf und Ausführung Wayss & Freytag A.-G. in Neustadt a. d. Haardt.

Abbildungen 4–8. Einzelheiten von der durchlaufenden Balkenbrücke mit 3 Öffnungen.

und des Unternehmers; Fertigstellungsfristen; Abnahme; Gewährleistung; Zahlungen; Schlußbestimmungen.

Vertragsgegenstand bildet „die Ausführung der in den Vertrags-Unterlagen ersichtlichen und nach Art und Umfang darin bezeichnenden Leistungen. Jegliche in diesen Unterlagen nicht aufgeführte Leistung ist besonders zu vergüten“. Bezüglich nach Vertragsabschluß etwa notwendig werdender Änderungen in Bezug auf Bauweise und Abmessungen sollen die Vereinbarungen hinsichtlich Preis- und Fristen-Änderung vor Inangriffnahme der Arbeiten getroffen werden. Es fehlt die sonst vielfach übliche Festsetzung der Grenzen der ohne Preisänderung zulässigen Mehr- oder Minderleistung gegenüber dem Vertrage.

In den Bestimmungen über die allgemeinen Rechte und Pflichten der Bauherrschaft und des Unternehmers heißt es, „die kostenlose Herstellung der Bauvorlagen, Einzelzeichnungen und statischen Berechnungen obliegt dem Unternehmer nur dann, wenn er sich vorher der Bauherrschaft gegenüber hierzu verpflichtet hat. Bei dem großen Umfang, den diese Arbeiten im Eisenbetonbau meist für den Unternehmer annehmen, erscheint diese Forderung durchaus berechtigt. Sie schafft auch für den Bauherrn klarere Verhältnisse, da der Unternehmer sich ja doch auf alle Fälle für seine Leistungen schadlos halten muß. Im übrigen werden z. B. von der preuß. Staatsbauverwaltung die Entwurfsarbeiten bei eisernen Brücken schon seit einigen Jahren im allgemeinen auch dem Unternehmer vergütet. Die weitere Bestimmung, daß „alle vom Unternehmer eingereichten Zeichnungen, Berechnungen, Bilder und dergl. sein Eigentum bleiben und ohne seine Genehmigung weder vervielfältigt, noch unbefugten Dritten zur Einsicht oder Eigentum überlassen werden“, hat sich auch schon bei anderen Verträgen (Eisenkonstruktionen, Maschinen usw.) eingebürgert. Daß „Baustelleneinrichtungen und größere Rüstungen, wie Lehr-, Förder-, Stand- und Schutzgerüste, (nicht aber die gewöhnlichen Schalungen usw., die in den Einzelpreisen für den Eisenbeton einbegriffen sind) im Vertrags-Kostenanschlag besonders aufzuführen“ sind, trägt zur größeren Klarheit der Veranschlagung bei. Eine Bestimmung, daß Unternehmer für die Sicherheit und Unterhaltung der von ihm selbst erstellten Rüstungen aufzukommen hat, ist nicht aufgenommen, aber wohl als bestehend anzunehmen. Daß die baupolizeilichen Gebühren und die Kosten der baupolizeilichen Kontrolle, soweit sie nicht von der örtlichen Baupolizei-Verwaltung selbst zu tragen sind, dem Bauherrn zur Last fallen, entspricht wohl schon jetzt den Gepflogenheiten; ebenso daß Unternehmer die „Lasten aus der sozialen Gesetzgebung, ebenso die Haftpflicht für Personen- und Sachschaden im Rahmen der gesetzlichen Bestimmungen zu tragen hat“. Dagegen soll der Unternehmer nicht aufkommen „für Beschädigungen durch Dritte und für Einwirkungen höherer Gewalt (Sturm, Blitz, Hagel, Feuer, Wasser, Erdbeben, Krieg, Revolution)“. Seine Stellung würde dadurch eine weitere Sicherung erfahren. Dasselbe gilt von der Bestimmung „Findet während der Bauausführung ohne Verschulden des Unternehmers infolge Arbeitsniederlegung oder Aussperrung oder behördlicher Maßnahmen eine Erhöhung der ortsüblichen bzw. tariflichen Löhne statt, so hat Unternehmer Anspruch auf entsprechende Erhöhung seiner Vertragspreise“.

Bezüglich der Feststellungsfristen sind ziemlich weitgehende Bestimmungen hinsichtlich des Eintritts von Frist-Verlängerungen getroffen. Solche sollen eintreten, wenn: „die Bauarbeiten durch Witterungseinflüsse, oder durch Einflüsse höherer Gewalt, oder durch Ereignisse, deren Abwendung nicht in der Macht des Unternehmers liegt, behindert werden; wenn für die Baustelle oder einen an der Ausführung der übernommenen Arbeiten mittelbar oder unmittelbar beteiligten Betrieb eine Arbeits-Niederlegung oder Verrufserklärung oder eine Aussperrung der Arbeiter, oder eine Verkürzung der ortsüblichen bzw. tariflichen Arbeitszeit eintritt; wenn der Unternehmer durch Maßnahmen oder Unterlassungen der Behörden, der Bauherrschaft oder anderer Unternehmer in seinem Baubetrieb behindert wird“. Derartige Rechte, die auch über den allgemein von der Bauindustrie angestrebten sogen. Streikparagraphen hinausgehen, sind bisher den Unternehmern vertraglich wohl noch nirgends eingeräumt worden.

Falls Unternehmer infolge eigenen Verschuldens die Fristen überschreitet, soll eine Verzugsstrafe eintreten „die höchstens eins vom Tausend der Auftragssumme für die Woche Fristüberschreitung beträgt und die einzige Inanspruchnahme des Unternehmers für diese Fristüberschreitung bildet. Bei Festlegung einer Verzugsstrafe einerseits ist andererseits eine Beschleunigungsvergü-

tung in gleicher Höhe für frühere Fertigstellung zu gewähren“. Solche Prämien auf frühere Fertigstellung kommen bei Bauausführungen auch jetzt nicht selten vor, die Verzugsstrafen pflegen aber meist nicht unwesentlich höher als der angegebene Satz bemessen zu werden. Auch pflegen Festsetzungen über Auflösung des Vertrages usw. bei fortgesetzter Säumigkeit des Unternehmers gemacht zu werden.

Ueber die Abnahme besagen die Bedingungen: „Wird eine Abnahme, die sich auch auf einen Teil der gesamten Arbeit erstrecken kann, beantragt, so hat sie innerhalb 14 Tagen zu erfolgen, anderenfalls gilt sie als geschehen. Durch Ingebrauchnahme gilt der Bau oder ein Bauteil als abgenommen“. Es tritt hier, wie später in dem Absatz „Zahlungen“, das berechtigte Bestreben zutage, den Unternehmer gegen eine zu langsame Abwicklung der Geschäfte und die daraus für ihn entstehenden wirtschaftlichen Nachteile zu schützen.

Als Gewährleistungsfrist für die Güte der Arbeit soll der Unternehmer 2 Jahre haften vom Tage der Abnahme, eine jetzt schon vielfach übliche Bestimmung. „Liefert die Bauherrschaft die Baustoffe selbst, so obliegt ihr für deren Güte allein die Haftung.“ Das ist bei der Eigenart des Betonbaues und dem hohen Einfluß der Güte der Baustoffe auf die Sicherheit des Bauwerkes selbst eine für den Unternehmer notwendige Forderung. Daß „Schadensausbesserungen von der Bauherrschaft auf Kosten des Unternehmers nur ausgeführt werden können, wenn dieser sich damit einverstanden erklärt, oder wenn er der Aufforderung zu ihm obliegenden Ausbesserungen in angemessener Frist nicht nachkommt“, entspricht den üblichen und gesetzlichen Bestimmungen. Die Festsetzung einer Sicherheitssumme in Höhe von 5% der Auftrags-Summe ist ebenfalls üblich.

Hinsichtlich der Zahlungen erscheint es als eine neue Bestimmung, daß „bei Auftragserteilung eine Anzahlung von 20–30% der Auftragssumme je nach Umfang und Art des Auftrages zu leisten ist, die nach und nach auf die Abschlagszahlungen zu verrechnen ist“. Es liegen jedoch auch jetzt schon bei großen Eisenbauten, bei denen der Unternehmer gleich von vornherein bedeutende Aufwendungen zu machen hat, selbst für Staatsbauten eine Reihe derartiger Fälle vor, bei denen Anzahlungen geleistet worden sind. Auch bei Eisenbetonbauten hat der Unternehmer aber vielfach von vornherein sehr bedeutende Auslagen für Baustoffe zu machen. Abschlags-Zahlungen bis zur Höhe von 90% werden auch jetzt schon vielfach in staatlichen und kommunalen Bedingungen festgesetzt. Dagegen ist die Festlegung der Prüfung der Abrechnung und Schlußzahlung auf einen bestimmten, kurz nach Einreichung der Schlußrechnung durch den Unternehmer festgelegten Termin im Allgemeinen etwas Neues. Bei nicht rechtzeitiger Leistung der Zahlungen soll dem Unternehmer ein Rücktrittsrecht vom Vertrage zustehen, unter Umständen Schadenersatzanspruch, auf alle Fälle Vergütung der Verzugszinsen in Höhe von 1% über Reichsbankdiskont.

Schlußbestimmungen regeln die Auflösung des Vertrages bei Konkurs oder Tod des Unternehmers und die Frage der Entscheidung von Streitigkeiten. Daß im Konkursfall oder Todesfall des Unternehmers dem Bauherrn das Recht zusteht, den Vertrag schriftlich aufzukündigen, ist jetzt schon in den staatlichen und städtischen Verträgen meist vorgesehen. Nach den hier vorliegenden Bestimmungen sollen aber auch die Erben im Todesfall eine Vertrags-Auflösung verlangen können. Bei handelsgerichtlicher eingetragenen Firmen soll dagegen die Vertragsauflösung bei Todesfall von keiner Seite verlangt werden können.

Streitigkeiten aus dem Vertrage sollen „unter Ausschluß des Rechtsweges durch ein Schiedsgericht nach der Schiedsgerichtsordnung des deutschen Beton-Vereins E.V. entschieden“ werden, die sich nach den bisherigen Erfahrungen i. allg. bewährt hat und auch bereits in vielen Fällen angewendet worden ist. Schiedsgerichtsverfahren sind erfreulicher Weise auch jetzt schon in vielen, namentlich behördlichen Verträgen vorgesehen, doch ist wohl in den meisten Fällen bisher daneben auch der Rechtsweg zugelassen. Daß in Bauprozessen, in denen der Richter doch in der Mehrzahl der Fälle auf das Urteil von Bausachverständigen angewiesen ist, die Schiedsgerichte anstelle der ordentlichen Gerichte eine weitere Verbreitung finden möchten, wäre jedenfalls zu wünschen. Die Stempelkosten des Vertrages sind von beiden Teilen zur Hälfte zu tragen. Bisher werden dem Unternehmer meist die ganzen Kosten auferlegt. Spielt die Frage auch an sich keine so große Rolle, so kennzeichnet eine derartige einseitige Bestimmung doch die Stellung, die vielfach dem Unternehmer noch im Vertrage zugewiesen wird. — (Schluß folgt.)

Beitrag zur Berechnung der Bogendächer.

Von Ingenieur A. Straßner in Frankfurt a. M.

Bei der Berechnung der Bogendächer ist es üblich, wenn man sich geschlossener Ausdrücke bedient oder solche ableiten will, den Winddruck, wie Abbildung 1 zeigt, wagrecht anzunehmen. Man läßt unbeachtet, daß seitliche Windkräfte abgeleitet, wodurch nun senkrecht zur Dachfläche gerichtete Kräfte entstehen und sich ein Belastungszustand wie in Abbildung 2 ergibt.

Wir wollen in Folgendem verstehen: unter Belastungsfall I, die Belastung wie in Abbildung 1, unter Belastungsfall II diejenige wie in Abbildung 2.

Die nachstehenden Ausführungen bezwecken:

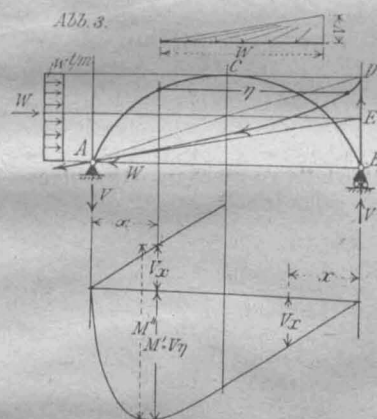
1. die Feststellung einer einfachen Beziehung zwischen den Momenten beim Belastungsfall I und beim Belastungsfall II und
2. die Angabe einiger praktischer Formeln.

Es bedeute: l die Spannweite, f die Pfeilhöhe, w den seitlichen Winddruck für 1 m Höhe, y_0 die Bogenordinate bezogen auf die Kämpfergerade, H die Bogenkraft¹⁾ (Horizontalschub), V die lotrechten Auflagerkräfte.

Die Momente beim Zustand $H=0$ infolge der Belastung nennen wir Balkenmomente; sie werden mit M' bezeichnet.

1. Der Zweigelenbogen.

Belastungsfall I. Beim statisch bestimmten Fall sei das feste Auflager links. Der Wind wirke auf die linke Bogenhälfte von links nach rechts.



Die Balkenmomente findet man am einfachsten auf Grund der Stützlinie. Diese besteht aus einer Lotrechten durch das bewegliche Lager und der Parabel, die die Sehne AD und die Tangenten AE und DE hat (E liegt in halber Pfeilhöhe). (Abbildung 3.)

Ist η die wagrechte Entfernung einander zugeordneter Bogen- und Stützlinienpunkte, V der lotrechte Auflagerdruck, berechnet nach $V = \frac{w f^2}{2l}$, (1)

so beträgt das Balkenmoment $M' = V \eta$ (2)

Die Richtigkeit des Verlaufs der Stützlinie ergibt sich aus dem gezeichneten Krafteck.

Da die lotrechte Seitenkraft der Stützlinienkraft durchweg gleich V ist, erkennt man, daß auch die letzte Gleichung stimmen muß.

Die Bogenkraft beträgt, wenn man zur Abkürzung einführt²⁾,

$$dw = \frac{ds}{EJ}, H = \frac{M' y_0 dw}{y_0^2 dw}$$

Man kann aber auch schreiben $H = \frac{M' y_0 dw}{y_0^2 dw}$, wobei das Integral im Zähler nur über die linke Bogenhälfte auszu dehnen ist, da M'' das Moment ist, das sich ergibt, wenn man wie in Abbildung 3 die Momentenfläche der rechten Bogenhälfte zu jener der linken hinzulegt.

M'' entsteht unter Ausschluß der lotrechten Kräfte V infolge der wagrechten Kräfte allein.

$$M'' = w f \cdot y_0 - w \frac{y_0^2}{2}$$

In Verbindung mit obiger Gleichung folgt

$$H = \frac{w f}{2} - \frac{w}{4} \frac{y_0^3 dw}{y_0^2 dw} \dots \dots \dots (3)$$

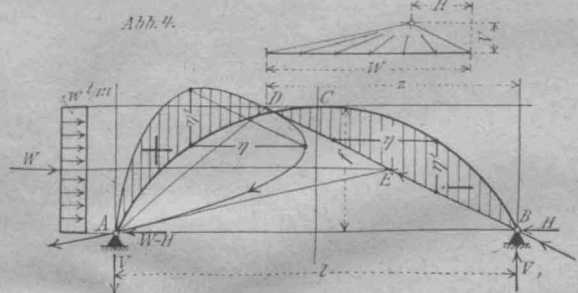
Die Integrale gelten für den ganzen Bogen.

Die endgültige Stützlinie besteht aus einer Geraden und einer Parabel. Die Gerade ist bestimmt durch D im

$$\text{Abstand } z = f \cdot \frac{H}{V} \dots \dots \dots (4)$$

von der Auflagerlotrechten B . Die Parabel hat die Sehne AD und die Tangenten AE und DE . (Abbildung 4.)

Die endgültigen Momente können berechnet werden entweder nach $M = V \eta$ (5) oder nach $M = H \eta'$ (6)

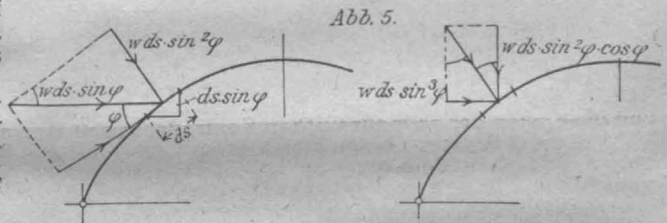


Die Richtigkeit im Verlauf der Stützlinie ergibt sich aus dem gezeichneten Krafteck. Durch die lotrechte Komponente der Stützlinienkraft, welche durchweg gleich V ist, ist die Richtigkeit der Gleichung 5 gegeben.

Da sich verhält $\frac{\eta'}{\eta} = \frac{H}{V}$, sieht man ein, daß auch Gleichung 6 zutrifft.

Die Momentenfläche, bedingt durch die Ordinaten η' , ist in Abbildung 4 schraffiert worden. Man findet sie, wenn die Stützlinie einmal bekannt ist, sehr einfach: es werden für die linke Bogenhälfte die Momentenlinienpunkte durch Parallele zur Stützliniengeraden bestimmt.³⁾

Belastungsfall II. Zunächst: Die angreifenden Kräfte. Ein Bogen-Element ds , unter dem Winkel φ geneigt, erhält, da die Horizontal-Projektion gleich $ds \cdot \sin \varphi$ ist (vergl. Abbildung 5), den Winddruck $w ds \cdot \sin \varphi$.



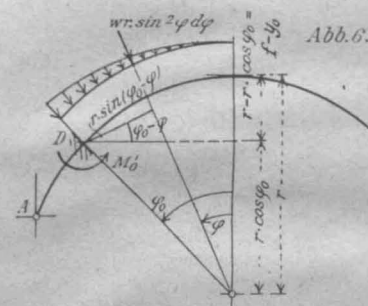
Parallel zur Bogenachse gleitet der Wind ab; senkrecht dazu wirkt $w ds \cdot \sin \varphi \cdot \sin \varphi = w ds \cdot \sin^2 \varphi$.

Schließlich wird diese Kraft noch in ihre lotrechten und wagrechten Seitenkräfte zerlegt: es folgt wagrecht $w ds \cdot \sin^3 \varphi$, lotrecht $w ds \cdot \sin^2 \varphi \cdot \cos \varphi$.

In folgendem setzen wir voraus: die Bogenachse sei ein Kreis. Der Halbmesser ist $r = \frac{f}{8} (4 + \frac{l^2}{f^2})$. Der gesamte Winddruck hat die Größe in wagrechter Richtung

$$W = w \cdot \int \sin^3 \varphi ds = w r \cdot \int \sin^3 \varphi d\varphi = w f \cdot \left[\frac{2}{3} - \frac{(r-f)^2}{12 r^2 f} \right] \frac{w l^3}{24 r^2}$$

in lotrechter Richtung $W = w r \cdot \int \sin^2 \varphi \cdot \cos \varphi d\varphi = \frac{w l^3}{24 r^2}$



Wenn der Bogen, in D gehalten (Abbildg. 6), nach rechts frei auskragt, ist das Kragmoment

$$M'_0 = w \cdot \int \sin^2 \varphi \cdot r d\varphi \cdot r \sin(\varphi_0 - \varphi) = w r^2 \cdot [\sin \varphi_0 \cdot \int \sin^2 \varphi \cdot \cos \varphi d\varphi - \cos \varphi_0 \cdot \int \sin^3 \varphi d\varphi]$$

$$= \frac{w r^2}{3} (1 - \cos \varphi_0)^2 = \frac{w}{3} (f - y_0)^2.$$

¹⁾ Bezeichnung wie in dem Werk des Verfassers „Neuere Methoden zur Statik der Rahmentragwerke und der elastischen Bogensträger“. Verlag von Wilh. Ernst & Sohn in Berlin.

²⁾ Die Formänderung durch die Normalkräfte, welche hier höchst belanglos ist, wurde vernachlässigt.

³⁾ Dr.-Ing. Friedrich Hartmann „Die statisch unbestimmten Systeme des Eisen- und Eisenbetonbaues“. Verlag von Wilh. Ernst & Sohn in Berlin.

Mit $y_0 = 0$ wird für das Moment bei A $M'_0 = \frac{w}{3} f^2$,
weshalb der lotrechte Auflagerdruck
(rechts) $V = \frac{w f^2}{3 l}$, (7)
(links) $V = \frac{w f^2}{24 r^2} - \frac{w f^2}{3 l}$, (8)

Das Balken-Moment ist an beliebiger Stelle
 $M' = Vx' - \frac{M'_0}{l} x'$,
wo für die rechte Bogenhälfte $M'_0 = 0$, sodaß
(Bogenhälfte rechts) $M' = \frac{w f^2}{3 l} x'$,
(links) $M' = \frac{w f^2}{3 l} x' - \frac{w}{3} (f - y_0)^2$.

⁴⁾ Von Dr.-Ing. Friedrich Hartmann wurde in dem bereits angeführten Werk dieser Satz schon nachgewiesen, jedoch in etwas anderer Form als hier. Nachfolgend wird eine bedeutende Verallgemeinerung festgestellt.

Literatur.

Neuere Methoden zur Statik der Rahmentragwerke und der elastischen Bogenträger. Von Ing. A. Straßner. Mit Rücksicht auf die Anwendung in der Praxis zur Berechnung der durchlaufenden und der mehrstöckigen Rahmen in Eisenbeton, sowie der eingespannten gelenklosen Brückengewölbe. (Mit gebrauchsfertigen Tabellen für die Einflußlinien von Gewölben und ausführlichen Rechnungsbeispielen). Berlin 1916. Wilhelm Ernst & Sohn. Preis 16 M., geb. 17,50 M. —

Die vorliegende Schrift bringt eine ausführliche Darstellung der Theorie und Berechnung elastischer Bogenträger und durchlaufender Rahmen. Obgleich in den letzten Jahren dieses Gebiet der Festigkeitslehre in überaus zahlreichen und guten Veröffentlichungen so eingehend bearbeitet worden ist, daß eine weitere Ausgestaltung der theoretischen Grundlagen und der praktischen Richtlinien neue Fortschritte kaum erwarten läßt, hat der Verfasser nach einer selbständigen und einheitlichen Entwicklung der Aufgabe gestrebt, welche die Behandlung dieser hochgradig statisch unbestimmten Rahmengebilde auch ohne Kenntnis der höheren Statik ermöglichen soll.

Die wesentlichen Merkmale des von Straßner gewählten Verfahrens bestehen einerseits in der ausschließlichen und folgerichtigen Anwendung der Festpunkte auf die Darstellung aller Einzelheiten der Spannungen und Formänderungen, und anderseits in der tabellarischen Zusammenfassung aller Hilfswerte, welche für die Berücksichtigung des Einflusses der Querschnitts-Veränderlichkeit in Betracht kommen.

Durch die geschickte Verwertung dieser Tabellen, sowie durch die eingehende Erläuterung des Rechnungsvorganges an einer Reihe sorgfältig durchgeführter Beispiele ist dem Bedürfnis der Ingenieure nach Vereinfachung und Veranschaulichung der schwierigen Untersuchungen hinreichend Rechnung getragen worden. Hingegen ist es zu bedauern, daß die theoretischen Entwicklungen infolge ihres nicht klaren Aufbaues sowie infolge mancher sprachlicher Unzulänglichkeiten dem Verständnis des ungeübten Lesers überflüssige Schwierigkeiten bereiten. In dem Abschnitt über die Berechnung mehrstöckiger Rahmen, deren Behandlung kaum als ganz einwandfrei bezeichnet werden kann, fallen diese Mängel besonders auf.

Am beachtenswertesten sind die Untersuchungen über die zweckmäßige Ausgestaltung der Gewölbelinien bei eingespannten Bogenträgern. Unter Zugrundelegung eines brauchbaren Ansatzes für die Gleichung der Bogenachse ist es dem Verfasser gelungen, alle für die Ermittlung der Einflußlinien und für die Berechnung der Spannungen erforderlichen Größen in einfachen Gleichungen auszudrücken, deren praktische Verwertung durch die zahlreichen dem Buche beigelegten Tafeln außerordentlich erleichtert wird.

Die Bemühungen des Verfassers um die Vereinfachung der Gewölbe-Berechnung verdienen besondere Anerkennung. —

H. Marcus.

Vermischtes.

Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. 16. Einsturz einer Brüstungsmauer. Die Widerlager einer Bachbrücke mit eisernem Ueberbau waren in Beton hergestellt. Der Fußweg neben der Fahrbahn bestand über den Widerlagern aus einer z. T. auskragenden Betonplatte von 22 cm Stärke, auf deren äußeres Ende

Beim Belastungsfall I hingegen gilt
(Bogenhälfte rechts) $M' = \frac{w f^2}{2 l} x'$,
(links) $M' = \frac{w f^2}{2 l} x' - \frac{w}{2} (f - y_0)^2$.

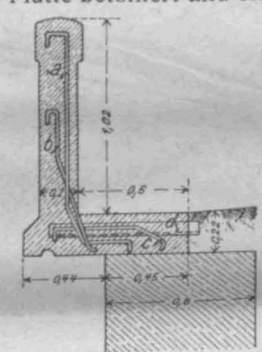
Man erkennt: Die Balken-Momente beim Belastungsfall II verhalten sich zu jenen beim Belastungsfall I wie 2:3. In der Gleichung für H wird für M' bzw. M'' der $\frac{2}{3}$ -fache Wert einzusetzen sein. Für die Änderung von H wird daher ebenfalls das Verhältnis von 2:3 gelten. Es ist

$$H = \frac{w f}{3} - \frac{w}{6} \cdot \frac{\int y_0^3 dw}{\int y_0^2 dw} \dots \dots \dots (9)$$

Da das endgültige Schnitt-Moment gleich M' weniger $H y_0$ ist und M' sowohl, wie H , also auch $H y_0$, sich in dem Verhältnis von 2:3 ändern, kann gesagt werden⁴⁾:

Das Schnitt-Moment beim Belastungsfall II verhält sich zu jenem beim Belastungsfall I wie 2:3. — (Schluß folgt.)

eine etwa 1 m hohe und 20 cm starke Brüstungsmauer aufgesetzt war. Platte und Brüstungsmauer waren durch Eiseneinlagen mit einander in Verbindung gebracht. Auf einer Länge von 2,2 m lagen 2 Rundenisen von der Form a (s. Abb.), 3 Stück b, 4 Stück c und 2 Stück d (C-Eisen No. 12). Der Abstand dieser Eisen voneinander war unregelmäßig; er betrug in der Mitte 29 cm, an den Enden lagen die Eisen dichter zusammen. Zunächst wurde das Widerlager ohne Platte betoniert und erst nach Ablauf einiger Wochen die



Platte mit der Brüstungsmauer; hierzu wurde Kiesbeton 1:3:4 verwendet. Nachdem diese Bauteile drei Wochen erhärtet waren, wurde die Schalung entfernt. Dabei lösten sich Platte und Brüstung von dem darunter befindlichen Betonkörper ab, kippten um dessen äußere Kante und fielen hinunter. Mit dem Ausschalen waren zwei russische Kriegsgefangene betraut worden; einer von ihnen wurde durch die abstürzenden Bauteile völlig begraben und dabei schwer verletzt.

Der vom Staatsanwalt befragte Sachverständige konnte die Fuge zwischen Platte und Widerlagerbeton nicht mehr besichtigen, da man bald nach dem Unfall ein neue Platte aufbetoniert hatte. Der noch vorhandene Beton zeigte eine außerordentliche Verschiedenheit der Dichte in den einzelnen Stampfschichten, z. T. auch eine Menge von Hohlräumen. Die Bruchstücke hatten sich offenbar in den Stampffugen von einander gelöst. Später wurden aus dem Bach noch Betonstücke gehoben, die zur Platte gehört hatten. Die Unterfläche der Platte wies dort, wo sie sich von der Unterlage gelöst hatte, eine glatte Beschaffenheit auf, sodaß die Haftfestigkeit in der Trennungsfuge eine nur geringe gewesen sein kann. Die Oberflächefuge eine nur geringe gewesen sein kann. Die Oberflächefuge des Widerlagerbetons war somit vor Aufbringen der Platte offenbar weder aufgeraut noch mit dünnem Zementbrei eingeschlemmt worden. Der Sachverständige kommt zu dem Schluß, es sei möglich, daß das Anbinden der Platte an den unteren Beton während des Abbindens gewaltsam gestört sei; weiter sei, nach dem schon Gesagten, die Haftfestigkeit in der Fuge offenbar gering gewesen, wenn auch die statische Berechnung eine nur sehr kleine Beanspruchung auf Zug in der Fuge ergebe; schließlich, und das dürfte die Hauptsache sein, hätte man die Platte mit ihrer Unterlage durch Eisen verankern müssen. Ein zweiter Sachverständiger kommt zu einem ähnlichen Ergebnis; er fügt noch hinzu, daß auch der Zement vielleicht fehlerhaft gewesen sei, was während des Krieges vorkommen könne; das Verschulden einer bestimmten Person liege offenbar nicht vor. Der Staatsanwalt kommt zu dem Schluß, daß durch weitere Erhebungen eine Fahrlässigkeit des bauleitenden Beamten vielleicht nachgewiesen werden könnte; daß diese aber den Zusammenbruch des Bauwerkes verursacht habe, würde schwerlich zu beweisen sein. Das Verfahren ist eingestellt worden. — L.-M.

Inhalt: Zwei neue Straßenbrücken in Eisenbeton über den Neckar. — Beitrag zur Berechnung der schiefen Zugkräfte am Auflager des Eisenbetonbalkens bei wandernden Einzellasten. (Schluß.) — Bedingungen für Beton- und Eisenbeton-Arbeiten. — Beitrag zur Berechnung der Bogendächer. — Literatur. — Vermischtes. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eisele in Berlin.
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

14. Jahrgang 1917.

Nr. 12.

Zwei neue Straßenbrücken in Eisenbeton über den Neckar.

Von Ob.-Ingenieur O. Muiy der A.-G. Wayss & Freytag in Neustadt a. d. Hdt. (Fortsetzung). Hierzu die Abb. S. 91 und 92.



ezüglich der Berechnung und der Ausbildung der Hauptträger der Brücke ist noch Folgendes zu bemerken:

Die Fahrbahn-Konstruktion (vergl. Abb. 4, S. 85 in No. 11) war für eine 23 t-Walze oder einen 20 t-Wagen zu berechnen. Für die Platte ergab sich letzterer bei einem Stoßzuschlag von

40% als die ungünstigere Belastung. Die Träger sind für die Dampfwalze ohne Stoßzuschlag berechnet. Sämtliche freibleibende Brückenteile wurden außerdem noch mit 400 kg/qm Menschengedränge belastet.

Bei der Berechnung der Hauptträger wurde die Veränderlichkeit des Trägheitsmomentes durch die Stützenvouten berücksichtigt. Die Bestimmung der Fixpunkt-Abstände erfolgte nach einer Näherungsmethode auf rechnerischem Weg, während die Momente, Querkkräfte und Auflagerdrücke zeichnerisch ermittelt wurden. Wegen der schrägen Anordnung des einen Widerlagers und den dadurch bedingten ungleichen Spannweiten der anschließenden Endfelder mußte die statische Untersuchung für alle 6 Träger besonders durchgeführt werden. In den Abbildungen 9—12 ist die zeichnerische Ermittlung der Eigengewichtsmomente, der Einflußlinien für die Verkehrslasten und der Querkkräfte und Auflagerdrücke für die Träger I—VI dargestellt. Die genaue Ermittlung erfolgte jeweils für die Träger I und VI, während die entsprechenden Linien für die Träger II—V durch Zwischenschaltung erhalten wurden. Abbildung 13 gibt eine Uebersicht über die Höchst- und Kleinstwerte der Momente und Querkkräfte für Träger IV. Die größte Betonpressung ergab sich im Mittelfeld zu 35,5 kg/qcm und die Eisenspannung zu 963 kg/qcm. Da die Stützenmomente sehr groß wurden und die Vouten wegen des Wasserdurchflusses nicht höher gemacht werden konnten, sind die Hauptträger bei den mittleren Pfeilerauflagern bis zu den ersten Querversteifungsträgern gleichmäßig auf 45 cm verbreitert worden. Hierdurch und mit Hilfe von Druckeisen war es möglich, die Betonpressung über den Stützen in den zulässigen Grenzen zu halten.

Abbildung 14 zeigt die Bewehrung des obengenannten Trägers IV (vgl. den Grundriß Abb. 3, S. 84, in No. 11). Die Anordnung der Eisen bei den Trägern gestaltete sich allgemein insofern etwas schwierig, als für die großen Spannweiten nur solche von 12 m Länge zur Verfügung standen. Man war daher gezwungen, die Eisen innerhalb der Spannweiten zu stoßen und hat die Stoßstellen zweckmäßigerweise in die schrägen Aufbiegungen gelegt mit doppelter Uebergreifung auf die ganze Länge derselben. Für die Schubkräfte wurde sicherheitshalber jedoch nur der einfache Querschnitt berücksichtigt. Außer den Uebergreifungen wurden in den Aufbiegungen abwechselnd auch durchgehende Eisen angeordnet, die in Schrägmitte auf der Baustelle autogen zusammengeschweißt waren. Um jedoch gegen Schweißbruch sicher zu gehen, hat man auf die Länge der Aufbiegung noch ein Schrägeisen zugelegt. Die Schweißstellen sind in Abb. 14 besonders hervorgehoben. Diese Anordnung der Eisen ist bei den gegebenen Verhältnissen — Spannschlösser waren wegen der Kürze der Zeit auch nicht zu beschaffen — völlig einwandfrei und konstruktionssicher und kann als gutes Beispiel für ähnliche Ausführungen gelten. In der Abbildung 14 sind auch die Schubspannungs-Diagramme eingetragen. Sämtliche Schubkräfte sind entsprechend den Konstruktions-Grundsätzen der Firma durch Bügel und Schrägeisen aufgenommen.

Zum Schluß noch einige Bemerkungen über die Ausbildung des Brückengeländers und die architektonische Ausgestaltung der Brücke.

Das Brückengeländer, dessen Ausbildung aus der in No. 11, S. 85, vorausgeschickten Abb. 8 hervorgeht, ist durchbrochen in Eisenbeton ausgeführt. Es ist allgemein bei der Ausbildung derartiger Eisenbetongeländer besonders darauf zu achten, daß durch geeignete Anordnung von senkrechten Fugen in höchstens 2—3 m Entfernung dem Eisenbeton volle Ausdehnungs-Möglichkeit gegeben ist. Wo dies aus Nachlässigkeit oder Unkenntnis unterbleibt, sind zerstörende Temperatur- und Schwindrisse oder Risse, die sich aus den Bewegungen des Gesamtbauwerkes ergeben, die unausbleibliche Folge. Bei der vorliegenden Brücke wurden die verstärkten Hauptpfosten in 2,6 m Entfernung bis unter den Holm

zuerst einzeln betoniert, dann die seitlichen und oberen Anschlußfugen mit dickflüssigem Lehm-
wasser gestrichen und hierauf die mittleren Felder

wegen kann. Es entstand auf diese Weise die in der
Abbildung dargestellte technisch einwandfreie Aus-
bildung in Verbindung mit einem einfachen Arbeits-

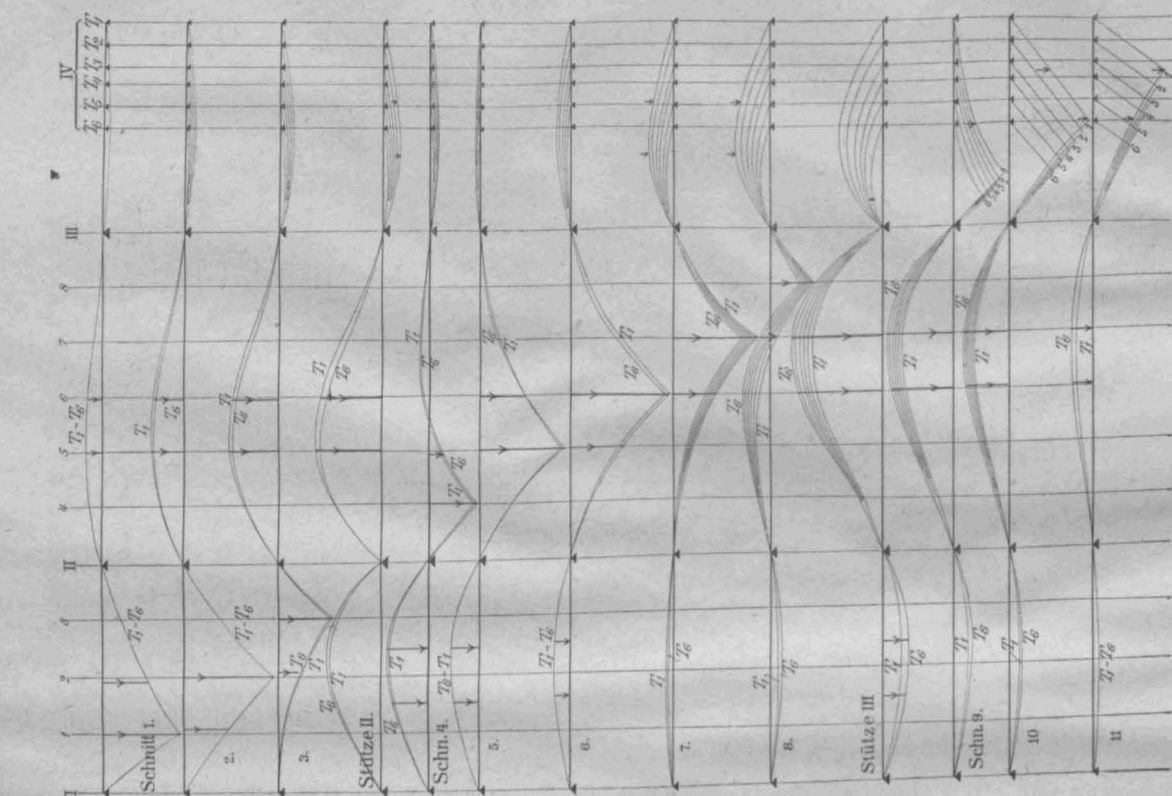
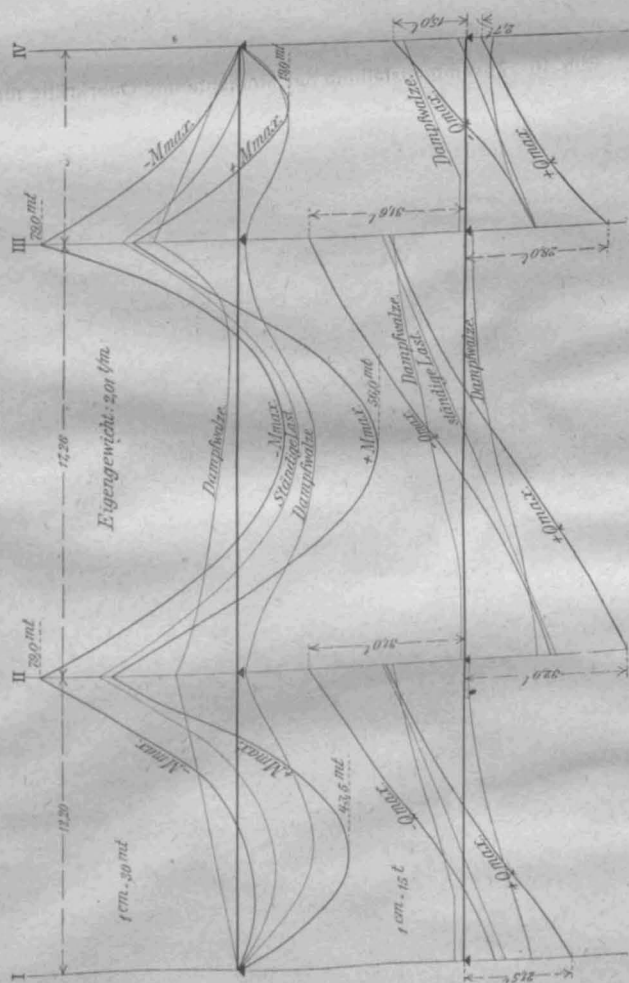
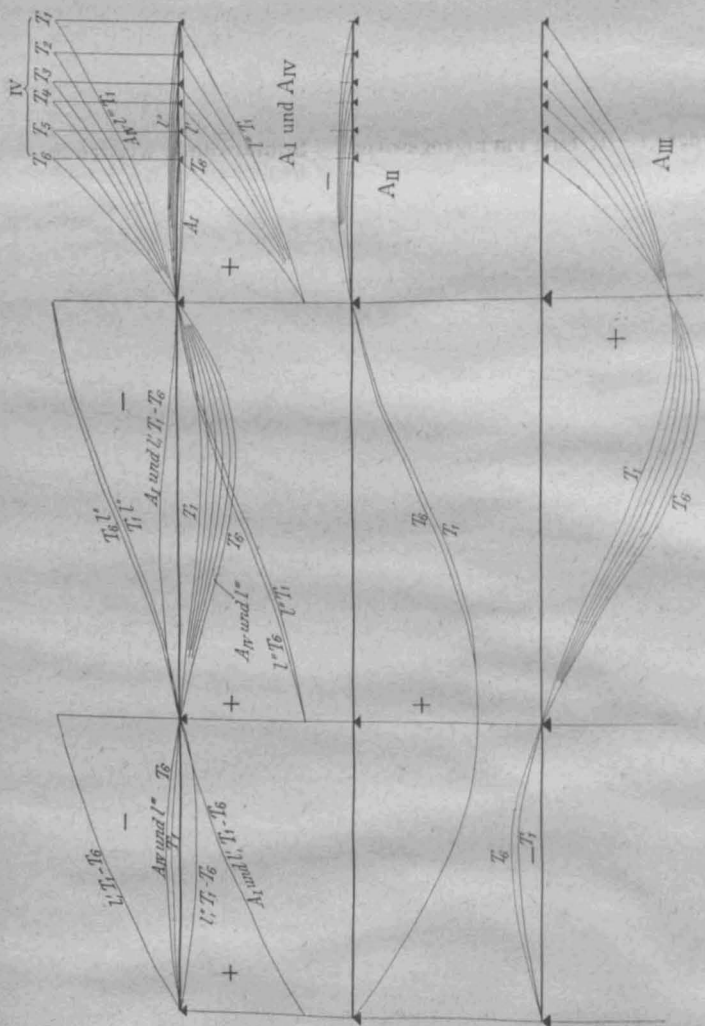


Abb. 11. Einflußlinien für die Momente. Längen 1:400, Momente 1 cm = 2 mt.
Abb. 12 (links oben) Einflußlinien für die Quer- und Auflagerkräfte A_I und A_{IV} , dgl. Auflagerkraft A_{II} und A_{III} . Längen 1:300, Kräfte 1 cm = 0,6 t.
Abb. 13 (links unten). Zusammenstellung der größten Momente, Querkräfte und Auflagerdrücke für Träger I. Längen 1:300, Momente 1 cm = 30 mt, Querkräfte 1 cm = 15 t.



und der mit Eisen bewehrte Holm anbetoniert. Der
Holm selbst ist über den Pfeilern wieder durch-
geschnitten, so daß sich jedes Feld für sich frei be-

vorgang. Die Ansichtsflächen der Brücke wurden mit
gelblichem, warmtönigen Vorsatzmaterial betoniert
und steinhauermäßig bearbeitet, und zwar als ge-

(Schluß folgt.)

(Schluß.)

maß und Abrechnung zusammengestellt. Die Festlegung dessen, was hier als üblich zu gelten hat, ist jedenfalls für Unternehmer wie Bauherren gleich erwünscht. Wir lassen diese Bestimmungen nachstehend im Wortlaut folgen:

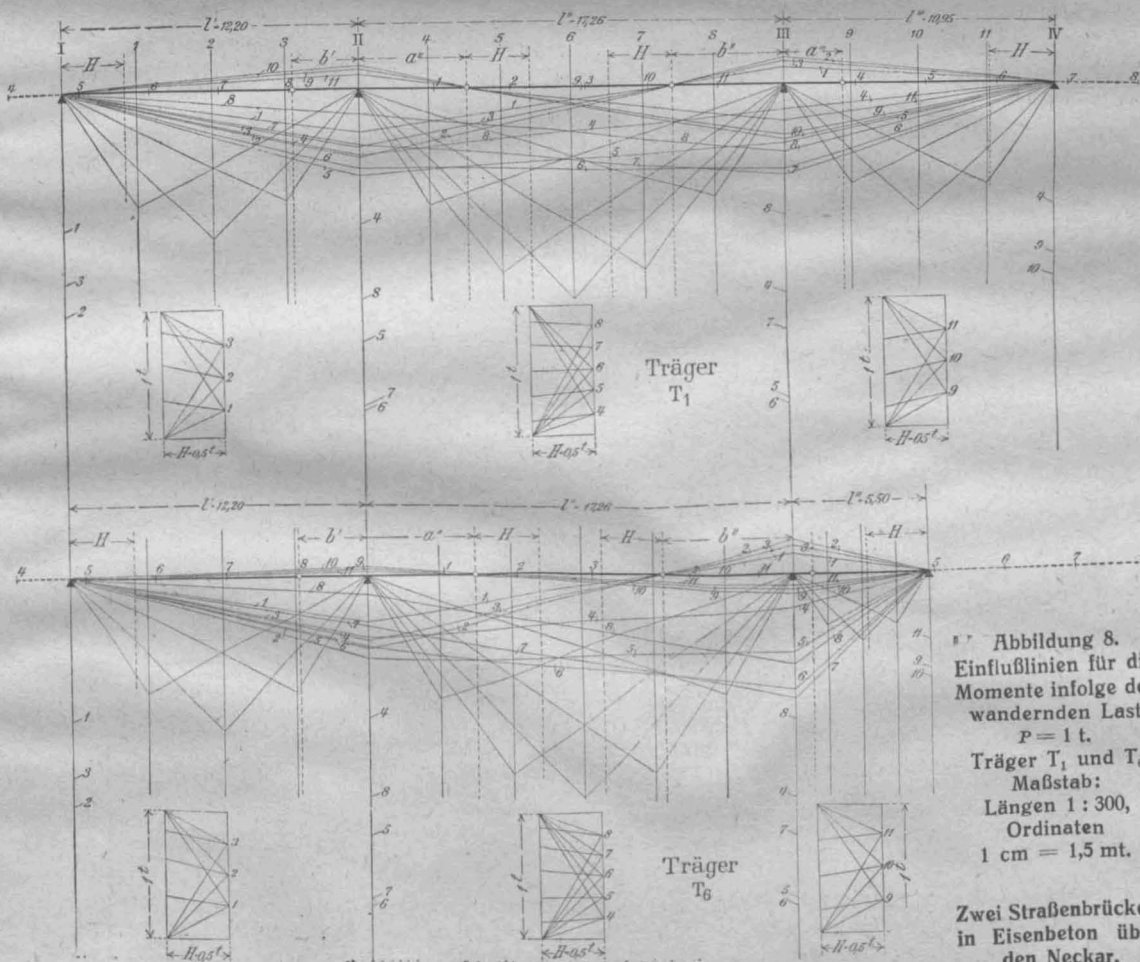
„Soweit nicht Pauschalbeträge vereinbart sind, findet

The diagrams illustrate the influence of a unit load Q on the bending moment M for a continuous beam with three supports (I, II, III). The beam is divided into three spans: I (between I and II), II (between II and III), and III (between III and IV). The load Q is applied at various positions along the beam, and the resulting bending moment M is shown as a curve. The diagrams include various geometric parameters and formulas for the bending moment.

Top Diagram: Shows the beam with supports I, II, and III. The load Q is applied at various positions. The bending moment M is shown as a curve. The diagrams include various geometric parameters and formulas for the bending moment.

Middle Diagram: Shows the bending moment M for the load Q at support I. The diagrams include various geometric parameters and formulas for the bending moment.

Bottom Diagram: Shows the bending moment M for the load Q at support II. The diagrams include various geometric parameters and formulas for the bending moment.



**Zwei Straßenbrücken
in Eisenbeton über
den Neckar.**

2. Rammpfähle und Spundwände werden in ihrer ganzen Länge von Unterkante Spitze bis Oberkante Kopf vergütet und letztere in der Wand von Außenkante zu Außenkante über Bund und Eckpfähle hinweg gemessen. Bei Rammpfählen ist für die Lieferung und für das Rammen die Länge des Pfahles, wie er unter die Ramme kommt, maßgebend. Für Minderrammungen, die unbeschadet des Verwendungszweckes der Pfähle sich aus den Bodenverhältnissen ergeben, treten keine Abzüge ein. Erforderliche Tieferammungen und Aufsattelungen werden besonders vergütet.

3. Stampfbeton und Eisenbeton wird, soweit in Nachstehendem nichts anderes bestimmt ist, bei

der Abrechnung nach Kubikmeter oder Quadratmeter im fertigen Zustande gemessen. Hohlräume und Aussparungen unter 1 cbm Einzelausmaß werden nicht abgezogen. Die nach den statischen Berechnungen erforderlichen Eiseneinlagen sind in den Preisen für den Eisenbeton eingeschlossen. Alle Sichtflächen sind mangels anderer Vereinbarung schalungsrauh zu liefern.

Bei Wänden werden Öffnungen und Aussparungen bis zu 2 qm Lichtfläche nicht abgezogen. Für Tür- und Fensteröffnungen größerer Lichtfläche gilt Folgendes:

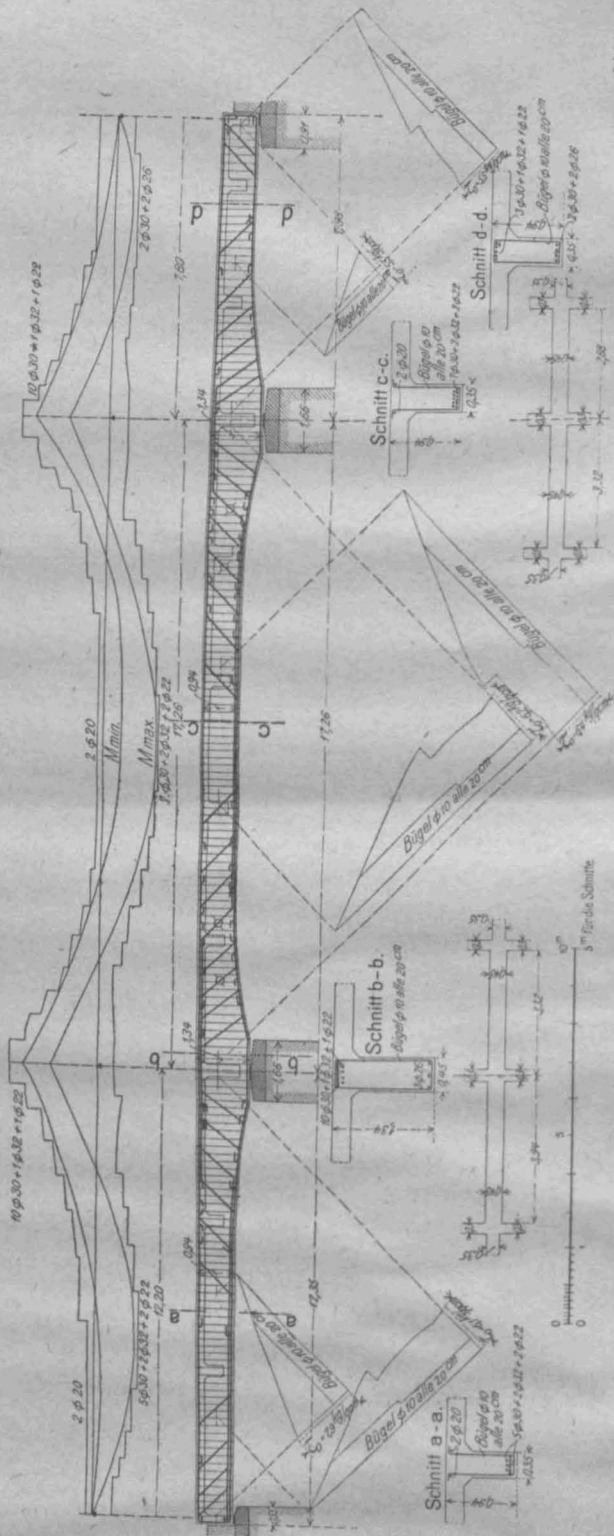
Einbindende und eingelagerte Baukörper, wie Werksteine, Träger aller Art, Balken usw. werden nicht abgezogen. Die Lieferung und das Versetzen dieser Teile ist besonders zu berechnen.

Aussparungen für die Auflager von Decken, Unterzügen, Binder- und Dachkonstruktionen werden voll gerechnet.

Bei Ausschluß von Materiallieferungen werden keinerlei Abzüge für Öffnungen und Aussparungen gemacht. Die Betonstärken werden einschl. Putz, Kassettierungen und Vorsatzbeton berechnet.

4. Für die Putzarbeiten ist das Aufmaß der Putzflächen in der äußeren Abwicklung maßgebend. Öffnungen bis 2 qm werden in den Putzflächen nicht abgezogen, Öffnungen

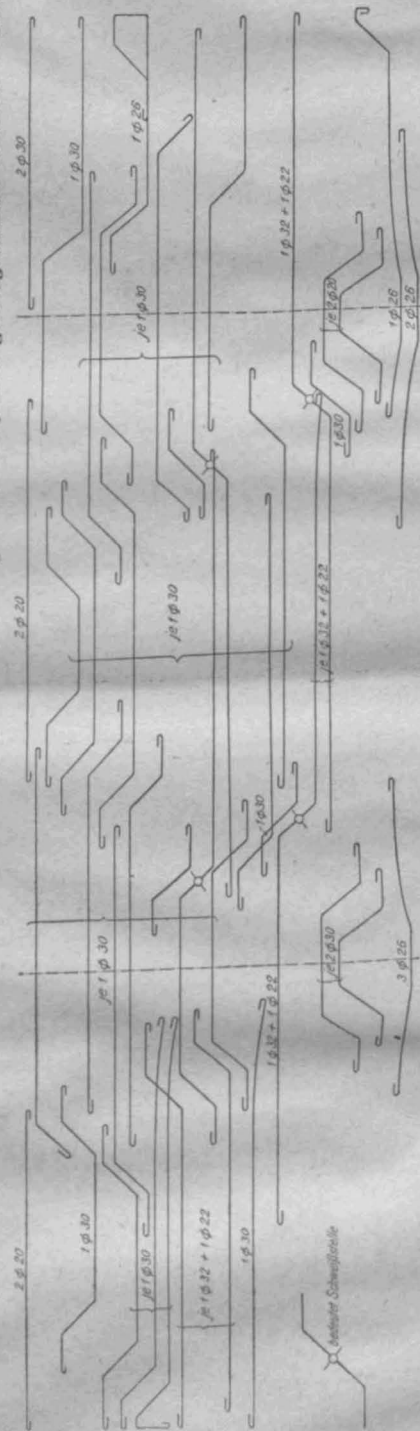
b. Momenten-Verlauf und Material-Verteilung.



a. die Öffnung wird zu zwei Drittel des kleinsten lichten Maßes in Abzug gebracht, b. bei bogenförmig abgedeckten Öffnungen bleibt das Bogensegment beim Abzug unberücksichtigt, c. bei runden Öffnungen wird nur das größte der Lichtöffnung eingeschriebene Rechteck dem Abzug zugrunde gelegt, d. Brüstungsnischen, Sturznischen und Anschläge sind voll zu rechnen.

Hölzerne Türgerüste (Türgestelle) hat der Unternehmer zu liefern und einzubauen; dafür werden die Wände durchgemessen.

a. Hauptträger T. Längsschnitt und Querschnitte mit Anordnung der Eisenbewehrung und Schubspannungs-Diagrammen. Maßstab 1 : 200.



c. Bewehrungsplan. Abbildung 14. Ausbildung der Hauptträger.

1. Durchlaufende Balkenbrücke mit 3 Öffnungen.

Zwei neue Straßenbrücken in Eisenbeton über den Neckar. Entwurf und Ausführung: Wayss & Freytag in Neustadt a. d. H.

gen jeder Größe, bei denen Leibungen zu putzen sind werden ohne Rücksicht auf ihre Größe übermessen, wenn der Leibungsputz nicht besonders verrechnet wird. Das Beiputzen an Bekleidungen usw. ist im Tagelohn zu vergüten.

5. Eisenbetondecken werden in der wirklich ausgeführten Deckenoberfläche, also über alle Balken, Unterzüge, einbetonierten eisernen Träger, Stürze und Stützen, ferner über alle überbetonierten Pfeiler und Zwischenwände hinweg gemessen unter Einrechnung der statisch

notwendigen oder zweckmäßigen Auflagerflächen. Aussparungen in den Deckenflächen bis zu 2 qm werden nicht abgezogen. Findet eine Vergrößerung der in den Vertrags-Unterlagen ersichtlichen Aussparungen um mehr als 10% statt, oder sind Aussparungen auszuführen, ohne daß solche in den Vertrags-Unterlagen vorgesehen waren, so steht dem Unternehmer eine Vergütung für die hierdurch verursachten Erschwernisse und Mehraufwendungen zu.

6. Träger und Stürze werden, falls sie einzeln zu verrechnen sind, in ihrer voll ausgeführten Länge, einschl. ihrer Auflager und der Durchkreuzungen an anderen Trägern oder an Säulen aufgemessen.

7. Die Eisenbeton-Stützen und -Säulen sind im untersten Geschoß von Oberkante Fundament bis Oberkante Decke, bei den weiteren Decken von Oberkante Decke zu Oberkante Decke zu messen. Die Fundamente sind, wenn nichts Anderes vereinbart ist, in den Einheitspreisen der Stützen und Säulen nicht enthalten, vielmehr besonders zu verrechnen, und zwar die Fundamentklötze nach Kubikmeter und die Stützen- und Säulenfüße nach Stückpreisen.

8. Schräge Dachflächen werden nach ihren abgewinkelten Oberflächen gemessen. Dachfenster-Ausbauten, Betonrinnen und Gesims-Abdeckungen werden als Dachfläche abgewinkelt gemessen und für Mehrarbeiten und Erschwernisse wird ein Zuschlag berechnet. Oberlicht-Öffnungen werden mangels anderer Vereinbarung voll gemessen und die bis 40 cm hohen Aufbördelungen dafür nicht in Ansatz gebracht.

9. Vorgestreckte Gesimse sind als Decken- oder Dachflächen mitzumessen. Außerdem ist ein Zuschlag für 1 m je nach der Schwierigkeit der Ausführung zu berechnen.

10. Bei Behältern und Silos werden die Wände und Böden in ihren Außenflächen zwischen den Außenkanten aufgemessen, und Kreuzungen durchgemessen.

11. Fußböden und Estriche werden, sofern sie nicht als Zuschlag zum Deckenpreis verrechnet werden, in der Oberfläche gemessen. Aussparungen bis zu 2 qm Größe, Säulenquerschnitte, Pfeilervorlagen und dergl. werden nicht abgezogen.

12. Bei Treppenstufen und Treppenläufen, die auf Schalung hergestellt werden, sind die Auflagerlängen und -flächen sowie die Profile mit aufzumessen.

Treppenstufen können auch nach der Anzahl der Steigungen als Stück oder nach Metern einschl. der Auflager und Profile berechnet werden. An- und Austritts-

Stufen sind als Stufen zu verrechnen. Podeste werden an ihrer Oberfläche aufgemessen und zwar einschl. Auflager, An- und Austrittsstufenfläche.

Die Nebenleistungen, die in den Einheitspreisen einbegriffen sein sollen, umfassen wie üblich die Vorhaltung der Geräte, Werkzeuge, Baumaschinen, die Einschaltungen, die Betriebskraft, die Absteckung im Einzelnen, die Unterhaltung der Bauteile bis zur Abnahme. Der Bauherrschafft liegt dagegen die kostenlose Stellung von Arbeits- und Lagerplätzen, sowie die Herstellung und Erhaltung der Zugänglichkeit zu denselben, die Beschaffung des Wassers zu Bau- und Trinkzwecken, sowie der Beleuchtung ob. In Tagelohn oder nach besonderen Einheitspreisen sollen dagegen vom Bauherrn vergütet werden:

a. Das Vorhalten, Aufstellen, Umsetzen und Wiederbeseitigen von Bauzäunen, Bau- und Mannschaftsbuden und Aborten. b. Die Lieferung und das Einbauen und das Vergießen von eisernen Trägern, Unterlagsplatten, Rahmen, Rohren, Rohrstützen, Ankern, Kästen und dergl. c. Das Schließen und Abdichten von Öffnungen. d. Die Lieferung und das Versetzen von Dübeln, das nachträgliche Stemmen von Löchern für Transmissionen, Rohrleitungen, Lichtleitungen usw. e. Das Reinigen der Arbeitsplätze, Gerüste, Schalungen und der einzelnen Bauteile von Schnee und Eis und von Schutt, der nicht durch den Unternehmer verursacht ist. f. Die zur sicheren Aufstellung der Schalungsgerüste erforderliche Reinigung, Planierung und Befestigung des Baugrundes. g. Etwa erforderliche Wasserhaltungsarbeiten, soweit dafür in dem Verdingungsanschlag nichts Besonderes vorgesehen ist. h. Die Absteifung und Unterfangung von Nachbargebäuden, die Beseitigung von Baumwurzeln, Steinen, Felsen, alten Baukörpern und dergl.

Tagelohnarbeiten sind nach besonders einzutragenden Sätzen zu berechnen. Die Sätze sollen jedoch nur Gültigkeit bis zum Ablauf des jeweiligen Tarifvertrages haben. Für Vorhalten von Klein-Geräten und Werkzeugen sollen 5% der Tagelöhne in Ansatz kommen, ferner je 1 Polierstunde auf je 15 Mannschaftsstunden (bei Arbeiten, die nicht dauernd unter Aufsicht eines Poliers stehen). Festzulegen sind im Angebot und Vertrag auch gleich die Einheitspreise für zu liefernde Baustoffe, für Vorhaltung von Hölzern, Wasserhaltungs-Einrichtungen, Baumaschinen, Beleuchtung. —

Beitrag zur Berechnung der Bogendächer.

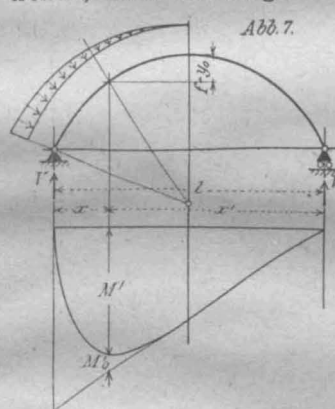
Von Ingenieur A. Straßner in Frankfurt a. M. (Schluß.)

2. Der Zweigelenkbogen mit Zugband.



Wenn das feste Auflager links ist und der Wind, wie in Vorstehendem vorausgesetzt, von links nach rechts wirkt (wie in Abbildung 7), so gilt auch hier der obige Satz.

Bei Winddruck auf die entgegengesetzte Bogenhälfte (auf das bewegliche Lager) wird bei H das Verhältnis von 2:3 nicht mehr ganz genau zutreffen; die Abweichung ist indessen belanglos, sie kann außer acht gelassen werden, weshalb genau die gleichen Beziehungen gelten wie vor.



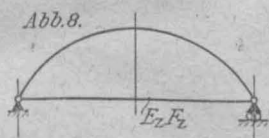
Die Berücksichtigung des elastischen Zugbandes erfolgt einzig und allein dadurch, daß im Nenner des Ausdruckes für H noch ein Glied hinzukommt.

$$H = \frac{M'' y_0}{\int y_0^2 dw + \frac{l}{E_z F_z}} \quad (10)$$

$E_z F_z$ ist Elastizitätsmaß mal Querschnitt vom Zugband (Abbildung 8).

3. Der elastisch eingespannte Bogen.

Es bedeute: ε_a den Einspannungsgrad ⁵⁾ am Auflager A, ε_b desgl. am Auflager B.



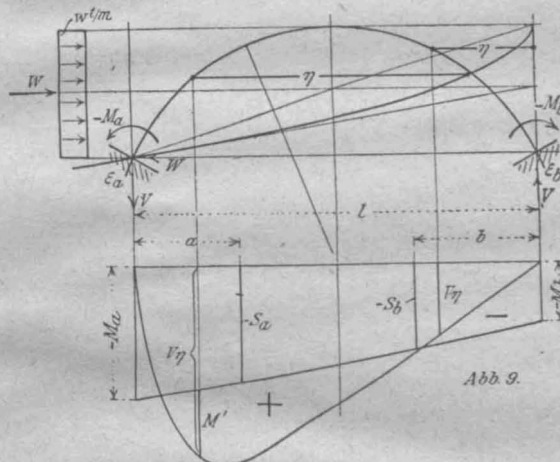
Belastungsfall I. Die Ermittlung der Balken-Momente ist in Abbildung 9 dargestellt. Von den Momenten bei freidrehbaren Kämpfern, die mit M_0 bezeichnet wurden und sich wie in Abbildung 3 in Nr. 11 ergeben, geht ein durch die Einspannung veranlaßter Betrag ab.

Man rechnet die Werte aus

$$\alpha_a = \frac{1}{l} \int x' dw, \quad \alpha_b = \frac{1}{l} \int x dw, \quad \beta = \frac{1}{l^2} \int x x' dw$$

und findet die Festpunktabstände ⁶⁾

$$a = \frac{l\beta}{\alpha_a + \varepsilon_a} \quad (11) \quad b = \frac{l\beta}{\alpha_b + \varepsilon_b} \quad (12)$$



Als dann ist die Schlußlinie durch die Momente in den Festpunkten gegeben

$$S_a = -\frac{a}{l} \cdot \frac{\alpha_a}{\beta}, \quad (13) \quad S_b = -\frac{b}{l} \cdot \frac{\alpha_b}{\beta}, \quad (14)$$

⁵⁾ Einspannungsgrad heißt man die Drehung des Einspannungsquerschnittes bei weggenommenem Bogen durch $M = 1$.

⁶⁾ Vergl. das Werk vom Verfasser „Neuere Methoden zur Statik der Rahmentragwerke und der elastischen Bogenträger“, Verlag von W. Ernst & Sohn in Berlin.

Die Ableitung der nachfolgend angewendeten Gleichungen kann darin genau verfolgt werden.

$$\alpha_{a_0} = \frac{1}{l} \cdot \int M_0 x' dw, \quad \alpha_{b_0} = \frac{1}{l} \cdot \int M_0 x dw.$$

Die Einspann-Momente links und rechts sind

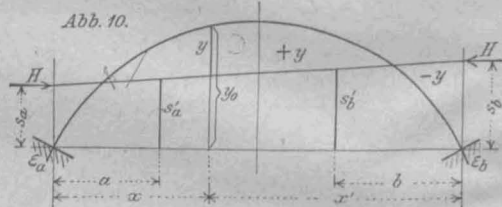
$$M_a = \frac{S_a(l-b) - S_b a}{l-a-b} \dots \dots \dots (15)$$

$$M_b = \frac{S_b(l-a) - S_a b}{l-a-b} \dots \dots \dots (16)$$

Die Auflagerkräfte in lotrechter Richtung betragen

$$V = \frac{wf^2}{2l} + \frac{M_a - M_b}{l} \dots \dots \dots (17)$$

Die Angriffslinie der Bogenkraft, die hier nicht mehr mit der Kämpfer wagrechten zusammenfällt, wird am besten auf Grund der Festpunkte bestimmt (Abbildung 10⁷⁾).



Es ist

$$s'_a = \frac{a}{l} \cdot \frac{a'_{a_0}}{\beta}, \dots \dots \dots (18) \quad s'_b = \frac{b}{l} \cdot \frac{a'_{b_0}}{\beta}, \dots \dots \dots (19)$$

$$\text{wo} \quad \alpha'_{a_0} = \frac{1}{l} \cdot \int y_0 x' dw, \quad \alpha'_{b_0} = \frac{1}{l} \cdot \int y_0 x dw.$$

Die Größe der Bogenkraft beträgt

$$H = \frac{\int M' y dw}{\int y y_0 dw}, \dots \dots \dots (20)$$

y ist die Ordinate der Bogenachse, auf die Angriffslinie der Bogenkraft bezogen.

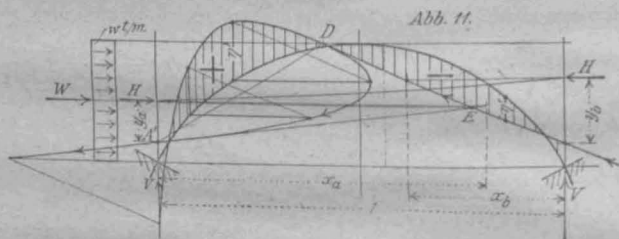
Die Stützlinie besteht wie beim Zweigelenkbogen aus einer Geraden und einer Parabel; sie wird wie folgt gefunden.

Unter Bezugnahme auf die Werte bei den Balken-Momenten, M_a, M_b, V , berechnet man die außerdem noch von H abhängigen Größen⁸⁾

$$x_a = -\frac{M_a}{V}, \quad y_a = s_a + \frac{M_a + H s_a}{W - H},$$

$$x_b = -\frac{M_b}{V}, \quad y_b = -\frac{M_b}{H}$$

und trägt diese, von den Schnittpunkten der Angriffslinie der Bogenkraft auf den Auflager-Lotrechten aus, wie in Abbildung 11, auf.



Die Stützliniengerade ist dann durch x_b, y_b bestimmt. Die Parabel hat die Sehne $A'D$ und die Tangenten DE und $A'E$, bedingt durch die Stützliniengerade bzw. x_a, y_a . Punkt E , dies ist eine Probe, muß sich in halber Pfeilhöhe in der wagrechten Schwerlinie vom Winddruck ergeben.

Nachdem die Stützlinie bekannt ist, kann die endgültige Momentenfläche genau wie beim Zweigelenkbogen ermittelt werden. Für das Schnittmoment gilt Gleichung 5 oder 6. Am zweckmäßigsten wird Gleichung 6 sein, $M = H \eta$.

Belastungsfall II. Aus dem Gang der vorstehenden Rechnung ersieht man, da die Momente M_0 hier den $2/3$ -fachen Wert haben, daß die Balken-Momente beim Belastungsfall II zu jenen beim Belastungsfall I im Verhältnis von 2:3 stehen.

Die Angriffslinie der Bogenkraft bleibt die gleiche wie vor. In Gleichung 20 hat M' den $2/3$ -fachen Wert, der Nenner ändert sich nicht, und folglich verhält sich H beim Belastungsfall II zu H beim Belastungsfall I wie 2:3.

Das Schnittmoment beim Belastungsfall II verhält sich zu jenem beim Belastungsfall I wie 2:3.

Aus allen den vorstehenden Ausführungen folgt der nachfolgende wichtige Satz:

Beim Kreisbogensgewölbe von beliebig verlaufendem Trägheitsmoment und beliebiger elastischer, starrer oder gelenkiger Lagerung verhalten sich die Momente beim Belastungsfall II (wagrechter Winddruck mit Berücksichtigung des Abgleitens) zu jenen beim Belastungsfall I (wagrechter Winddruck ohne Berücksichtigung des Abgleitens) wie 2:3.

4. Der Parabelbogen.

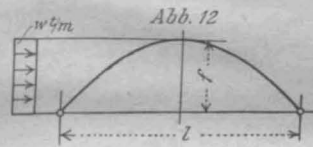
Gleichung der Bogenachse $y_0 = \frac{4f}{l^2}(lx - x^2)$, Annahme:

$EJ \cdot \cos \varphi = \text{konstant.}$

a. Der Zweigelenkbogen.

Belastungsfall I. (Abbildung 12.) Gesamter seitlicher Winddruck $W = wf$. Lotrechte Auflagerdrücke

$$V = \frac{wf^2}{2l}$$



$$\text{Es ist } EJ \cdot \int y_0^2 dw = \frac{8}{15} f^2 l; \quad EJ \cdot \int y_0^3 dw = \frac{16}{35} f^3 l,$$

so daß die Bogenkraft nach Gleichung 3

$$H = \frac{wf}{2} - \frac{3}{14} wf = \frac{2}{7} wf.$$

Um die Stützlinie festzulegen, hat man nach Gl. 4

$$z = f \cdot \frac{H}{V} = \frac{4}{7} l.$$

Für die rechte Bogenhälfte ist das endgültige Schnitt-Moment

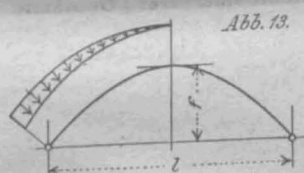
$$M = Vx' - Hy_0 = -\frac{wf^2 x'}{14l} \left(9 - 16 \frac{x'}{l}\right).$$

In $x' = 0,281 l$ entsteht $M_{\min} = -\frac{wf^2}{11,06}$.

Für die linke Bogenhälfte gilt

$$M = Vx' - Hy_0 - \frac{w}{2} (f - y_0)^2 = \frac{wf}{2} \left[-1 + \frac{47}{7} \frac{x'}{l} - \frac{152}{7} \frac{x'^2}{l^2} + 32 \frac{x'^3}{l^3} - 16 \frac{x'^4}{l^4} \right].$$

In $x' = 0,767 l$ entsteht $M_{\max} = \frac{wf^2}{7,19}$.



Belastungsfall II.⁹⁾ (Abbildung 13.) Gesamter seitlicher Winddruck

$$W = \frac{wl^3}{16r^2}$$

Lotrechter Auflagerdruck (rechts) $V = \frac{wf^2}{3l}$, (links)

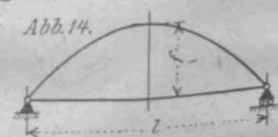
$$V = \frac{wl^3}{24r^2} - \frac{wf^2}{3l}, \quad \text{Bogenkraft } H = \frac{4}{21} wf. \quad \text{Grenzwerte der}$$

$$\text{Momente } M_{\min} = -\frac{wf^2}{16,6}, \quad M_{\max} = \frac{wf^2}{10,8}$$

b. Der Zweigelenkbogen mit Zugband. (Abbildung 14.)

Beim Belastungsfall I beträgt die Bogenkraft

$$H = \frac{2wf}{7 + \frac{105}{8} \frac{EJ}{f^2 \cdot E_s \cdot F_s}}$$



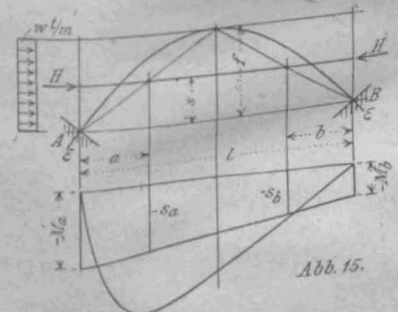
Beim Belastungsfall II kommt der $2/3$ -fache Wert in Frage.

c. Der elastisch eingespannte Bogen. (Abb. 15.) Voraussetzung: Symmetrische Lagerung.

Belastungsfall I. Die Festpunkte liegen in

$$a = b = -\frac{l}{3 + \frac{6EJ}{l \cdot E_s \cdot F_s}}$$

Die Balkenmomente sind bedingt durch



⁷⁾ Vergleiche „Neuere Methoden . . .“ S. 146, 147.

⁸⁾ Vergleiche „Neuere Methoden . . .“ S. 187.

⁹⁾ Die folgenden Gleichungen gelten nur näherungsweise.

$$S_a = -\frac{a}{l} \cdot \frac{29}{40} \cdot w f^2, S_b = -\frac{b}{l} \cdot \frac{19}{40} \cdot w f^2.$$

Verbindet man den Scheitel mit den Kämpfern, so geht die Angriffslinie der Bogenkraft durch die sich auf den Festlinien ergebenden Schnittpunkte hindurch.

$$\text{Es ist } s = \frac{a}{1/2 l} \cdot f.$$

Die Größe der Bogenkraft ist

$$H = w \cdot \frac{1,6 f^3 - 2,1 f^2 s - (-M_a - M_b) (3,5 f - 5,25 s)}{5,6 f^2 - 14,0 f s + 10,5 s^2}.$$

Vermischtes.

Risse in Bauwerken aus Eisenbeton. Der „Deutsche Ausschuss für Eisenbeton“ hat nunmehr seine Ansicht über die s. Zt. so großes Aufsehen erregenden Veröffentlichungen des Reg.- u. Brt. Perkuhn in Kattowitz, über „Riß- und Rostbildung bei ausgeführten Eisenbetonbauten der Eisenbahn-Direktionsbezirke Kattowitz und Breslau“, vergl. „Zeitschrift für Bauwesen“ Jahrg. 1916, 1.—3. Heft, über die auch wir mehrfach berichtet haben, kürzlich im „Zentralbl. d. Bauverw.“ Nr. 38 veröffentlicht. Der Arbeitsausschuß hat diese Frage auf Grund von Besichtigungen durch einen Teil seiner Mitglieder eingehend behandelt und kommt zu dem Schluß, „daß bei Eisenbetonbauten — wohl mehr als bei anderen Bauweisen — Mängel im Entwurf und namentlich bei der Ausführung vermieden werden müssen“, daß aber „die Besichtigung gezeigt hat, daß, wenn diese Bedingungen erfüllt sind, die Eisenbetonbauweise das ihr bisher bewährte Vertrauen auch in Zukunft verdient“. Aus dem Bericht ist noch Folgendes anzuführen:

Das Auftreten der zahlreichen Risse ist zum Teil durch Mängel im Entwurf und in der Ausführung zu erklären, ein großer Teil der Risse mögen auch eigentliche Zugrisse sein, da aber durch Perkuhn rechnermäßig nachgewiesen ist, daß die Zugspannungen im Beton zwischen 3,7 und 30,1 kg/qcm schwanken, so kann auch dieser Anlaß die Gleichmäßigkeit nicht erklären, mit der bei allen untersuchten Bauwerken die Risse aufgetreten sind. Die Hauptursache der Risse wird vielmehr im Schwinden des Betons gesucht, besonders wenn es während der Erhärtung an der nötigen Pflege gefehlt hat. Der „Deutsche Ausschuss“ hat, um die Frage des Schwindens und der Mittel zur Verhütung der schädlichen Wirkungen zu ergründen, die Durchführung umfangreicher Versuche in Aussicht genommen. Was das Anrosten von Eiseneinlagen betrifft, das von den Rissen ausgeht und ein Bauwerk gefährden kann, so ist hier vielfach die Ursache in der schlechten Ausführung, mangelhaften Deckung der Eisen, den zahlreichen Bügelrissen usw. zu suchen, wenn nicht die Eisen zum Teil schon verrostet eingelegt worden sind, wie die Ausschuss-Mitglieder meinen. Durch die Besichtigungen wurde aber festgestellt, daß selbst durch die Einfallstore der Risse der Rost auch unter den zum Teil vorhandenen ungünstigsten Luftverhältnissen nicht tief eindringt, daß eine Ueberdeckung der Eisen von 3,5 cm unter allen Umständen ausreicht. (Die Bauwerke war allerdings erst 6—6½ Jahre alt.) Die neuen Eisenbeton-Bestimmungen schreiben bekanntlich für die üblichen Verhältnisse 2 cm Ueberdeckung der Bügel, d. s. 2,5 cm Ueberdeckung der Trageisen vor. —

Durchbrüche für Straßen unter Eisenbahnen während des Betriebes. Im „Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens“ LIV. Bd. 1917, Heft 3 ff., behandelt Dipl.-Ing. S. Kiehne in Diedenhofen in ausführlicher und klarer Weise dieses schwierige und interessante Thema und kommt dabei zu Ergebnissen, die für die Anwendung des Betons und Eisenbetons im Wettbewerb mit dem Eisen auch bei Aufgaben dieser Art nicht ungünstig sind. Es sei daher kurz auf den Inhalt des Aufsatzes verwiesen, der unseren „Mitteilungen“ zuerst angeboten und nur seines großen Umfanges wegen nicht Aufnahme hatte finden können. Verfasser bespricht, nach einleitenden Bemerkungen über den zweckmäßigen Zeitpunkt der Ausführung der Unterführungen, die Grundlagen der Bauausführung: Unterfangung der Gleise, Aussteifung der Baugrube, Maßnahmen zur Erhaltung der Betriebssicherheit während der Ausführung. Dann folgt ein umfangreicher Abschnitt über die Herstellung der Durchbrüche in vier verschiedenen Bauweisen: Einbau der Fahrbahn (darunter den ganzen Brückenteil zwischen den Widerlagern verstanden) unter Auswechselung gegen die Hilfsträger, desgl. im Schutze der Hilfsträger, desgl. unter Wiederverwendung von Hilfsträgern und schließlich unter Vereinigung dieser drei Bauweisen. Es werden dabei Balken-

Die Stützlinie kann wie in Abbildung 11 bestimmt werden.

Im Falle fester Einspannung ($\epsilon = 0$) wird:

$$a = b = \frac{l}{3}, s = \frac{2}{3} \cdot f, M_a = -\frac{13}{40} \cdot w f^2,$$

$$M_b = -\frac{3}{40} \cdot w f^2, H = \frac{3}{14} w f.$$

Belastungsfall II. Das Schnittmoment und die Bogenkraft haben hier den $\frac{2}{3}$ -fachen Wert wie vor. —

und Bogenbrücken in Eisen und Beton bzw. Eisenbeton in Betracht gezogen.

An einem Beispiel, das Verhältnisse zeigt, wie sie bei Durchführung größerer Straßen öfter vorkommen können, wird dann eine Wertschätzung der verschiedenen Bauverfahren und eine zweckmäßige Auswahl der Art der Brückenkonstruktion versucht. Als Beispiel wird die Unterführung einer 20 m breiten Straße (10 m Fahrdamm, je 5 m Bürgersteig) bei unbeschränkter Bauhöhe, 4,55 m Durchfahrthöhe, 1,5 m Gründungstiefe unter Straßenkrone (ohne Grundwasser), 75 m Gesamtlänge der Unterführung gewählt. In Vergleich gestellt werden Träger- und Bogenbrücken. Bei ersteren: Blechträger mit Längs- und Querträgern und Buckelplatten; eingestampfte Walzträger; Plattenbalken in Eisenbeton; bei letzteren: Vollwandige Zweigelenkbögen in Eisen und Dreigelenkbögen in Stampfbeton. Verglichen werden die Bauwerke nach folgenden Fragen: Bau- und Unterhaltungskosten, Lebensdauer; Güte der Bauwerke (Feuersicherheit, Minderung des Lärmes, freie Durchfahrt und Helligkeit, gefälliges Aussehen); Sicherheit des Betriebes während des Einbaues (Dauer der vorläufigen Stützung, Zahl der erforderlichen Zugpausen, Schnelligkeit der Arbeit in jeder Zugpause). Für den vorliegenden Fall kommt Verfasser für Eisenbeton-Plattenbalken zu dem günstigsten Ergebnis; nächst dem folgen die eingestampften Walzträger, die schon vorher als Hilfsträger verwendbar sind, dann erst die Blechträger. Zum Schluß folgen die Bogenkonstruktionen und unter diesen der Betonbogen vor dem Eisenbogen. Es wäre natürlich verfehlt, diese Schlußfolgerungen für einen bestimmten Fall verallgemeinern zu wollen. Die Untersuchungen des Verfassers zeigen aber den Weg, wie in einem gegebenen Fall die Wertigkeits-Vergleichung unter Berücksichtigung aller Gesichtspunkte durchgeführt werden kann. —

Literatur.

Mitteilungen über Versuche des Eisenbeton-Ausschusses des „Oesterr. Ing.- und Arch.-Vereins“. Heft V. Versuche mit eingespannten Balken. II. Teil. Kragbalken und eiserne Träger. Bericht als Fortsetzung von Heft IV erstattet von Ob.-Brt. Dr.-Ing. Fritz von Emperger. Leipzig und Wien 1917. Verlag Franz Deuticke. Pr. 5 M. —

Die hier behandelten Versuche bilden die Fortsetzung der in Heft IV der Veröffentlichungen des Ausschusses in ihrem ersten Teil dargestellten Versuche — mit frei aufliegenden, an den Auflagern belasteten bzw. in den Widerlagern eingemauerten oder am Auflager durch Vouten verstärkten Balken. Hier wird eine weitere Art der Einspannung untersucht, wie sie bei durchlaufenden Balken durch den Einfluß der Belastung des Nachbarfeldes auftritt und zwar in der einfachsten Form des frei aufgelagerten Balkens mit beiderseits überstehenden Enden. Wie bei den früheren Versuchen sind in Annäherung an die praktischen Verhältnisse die 4 m zwischen den Widerlagern frei gespannten Balken nicht auf eine Schneide, sondern auf Flächen, hier von 15 cm Breite aufgelagert. Die überkragenden Arme besitzen 1 m Länge (also gesamte Balkenlänge 6,30 m). Die Balken sind in ganzer Länge mit gleich bleibendem Querschnitt von 16,5 cm Breite und 22 cm Höhe ausgebildet, nur bei einem Versuch war beiderseits des Auflagers eine voutenartige Verstärkung von je 50 cm Ausladung und 42 cm größter Höhe ausgeführt. Nur bei diesen Balken waren auch Bügel über dem Auflager angeordnet, während sonst die Rundisen der Zugzone des Mittelteiles ganz oder zum Teil in die Zugzone des Kragarmes aufgebogen sind. Es wurden bei einzelnen Balken aber nicht alle aufgelegenen Eisen bis zum Kopfende der Konsole durchgeführt. Die Eisen-Enden besaßen nur einfache rechtwinkelige Haken. Bei einem Balken wurde auch ein oberes Eisen im Mittelteil durchgeführt, um hier unter Umständen negative Momente aufnehmen zu können. Die Belastung durch Einzelasten, Betonmischung, Berechnungs-Methoden entsprachen den früheren Versuchen (vergl. unsere Be-

sprechung von Heft IV in unseren „Mitteilungen“, Jahrg. 1914 S. 184). Die Kragarme wurden nur so stark bemessen, daß ihre Mitwirkung gerade noch bis zum Bruch des Balkens gesichert blieb. Die Auflager-Querschnitte waren dabei so ausgebildet, daß sie teils zur Aufnahme einer

vollen Einspannung, entsprechend dem Moment $\frac{Pl}{12}$, teils nur entsprechend $\frac{Pl}{20}$, geeignet waren.

Bei einem Balken trat ein einseitiger Bruch ein, so daß das überragende Ende noch zu einem zweiten Belastungsversuch als eingemauertes Konsol benutzt werden konnte. Das Bruchbild macht den Eindruck der Zerstörung durch Abscherung. Tatsächlich erfolgte der Bruch durch Ueberwindung der Haftfestigkeit der nicht genügend verankerten Kopfsenden der Zugeisen, durch einen senkrechten Zugriß am Ende der nicht ganz durch die Konsolen durchgeführten Zugeisen und durch Zerdrücken des Betons unten am Auflager. Zwischen den beiden letztgenannten Zerstörungspunkten entstand dann noch als Folge-Erscheinung der schräge Scherriß. Ein ganz ähnliches Bild zeigen denn auch bei den gleichartig bewehrten Kragbalken die Brucherscheinungen der Konsolen. Aus diesen Beobachtungen geht die Notwendigkeit einer öfter vergessenen kräftigen Verankerung der Zugeisen auch am Kopfende der Konsole (nicht nur am Auflager), einer angemessenen Verstärkung des Auflager-Querschnittes und der Anordnung von Bügeln zur Erhöhung der Haftspannung und Vermehrung der Widerstandsfähigkeit gegen Abscherung hervor.

Bei sämtlichen Versuchen wurden die Durchbiegungen und Verdrehungen bei verschiedenen Laststufen beobachtet und graphisch aufgetragen in Vergleich gestellt mit den theoretisch ermittelten bei Annahme voller Einspannung. Aus den Bruchlasten wurden die tatsächlich auftretenden Momente und Spannungen berechnet. Bruch- und Rißbilder sind beigegeben. Es muß bezüglich der Ergebnisse im Einzelnen auf die Veröffentlichung selbst verwiesen werden. Bei ihrer geringen Anzahl können die Versuche übrigens nur als Vorversuche bewertet werden. Sie zeigen wieder wie die früheren Versuche den Einfluß der Art der Auflagerung gegenüber der theoretischen Annahme vollkommen freier Auflagerung in den errechneten hohen Eisen- und Betonspannungen, die nur durch die rahmenartige Mitwirkung der Widerlager zu erklären sind, die also auch schon unter dem Einfluß des Auflagerdruckes bei den auf Flächen aufgelagerten Balken bis zu einem gewissen Grade zur Wirkung kommt. Sie zeigen ferner den Einfluß des Einspannungsgrades auf die Verringerung des Momentes im mittleren Balkenteil. Bei entsprechender Bewehrung der Kragenden oder Verstärkung über den Auflagern läßt sich eine volle Einspannung auf den Mittelträger übertragen. Zu weitergehenden Schlußfolgerungen reichen die Versuche nicht aus.

Der zweite Teil der Arbeit betrifft Versuche mit beiderseits eingemauerten I-Trägern aus Flußeisen, die bisher allgemein nur als freiaufliegende Balken behandelt werden, wenn auch zweifellos bei entsprechend sorgfältiger Einmauerung mindestens eine teilweise Einspannung erzielt werden kann. Die Frage ist daher mit in die Versuche des Eisenbeton-Ausschusses einbezogen, um nicht dem Eisenbeton-Balken von vornherein besondere Vorteile gegenüber den Eisenbalken hinsichtlich der Einspannung zuzubilligen. Es ist daher untersucht worden, ob nicht das Moment in der Mitte und am Auflager der I-Balken von $\frac{Pl}{8}$ auf $\frac{Pl}{16}$ herabsetzbar ist. Es wurden untersucht: ein

frei aufliegender I-Balken mit 25 cm Auflagerlänge, einer desgl. mit künstlicher Einspannung durch Hebelwirkung und 5 eingemauerten Balken (25 cm und 35 cm Einmauerung) mit Widerlagern aus Ziegelmauerwerk in Weißkalk-Mörtel, desgl. mit Zementmörtel-Schichten unter und über den Auflagern, desgl. ganz in Zementmörtel gemauert, sowie mit Beton-Widerlagern. Für die Träger wurde, um sie in Vergleich stellen zu können mit dem Eisenbeton-Balken, eine Höhe von 15 cm gewählt. Sie wurden teils als Einzelträger teils als Zwillingsträger mit Betonfüllung der Belastung unterworfen. Die Mehrzahl erhielt an den Auflagern in voller Länge durchgehende Unterlagsplatten. Vergleicht man diese Versuche mit denjenigen mit eingemauerten Eisenbeton-Balken nach Heft IV, so ergibt sich für die frei aufliegenden Eisenbalken bezogen auf 1000 kg qcm als zulässige Eisenspannung eine Sicherheit gegen Bruch von 2,9, die sich bei entsprechend sorgfältiger Einspannung bis auf 6 erhöhen ließ, sodaß eine Erhöhung der zulässigen Last bis auf das Doppelte zulässig erscheint, ehe der Sicherheitsgrad wieder auf 3 sinkt. Bei den Eisen-

beton-Balken war der Sicherheitsgrad i. M. 3,9 bei freiem Auflager und stieg bis 8 bei Einspannung, wenn Widerlagsmauerwerk aus Ziegeln mit Weißkalk-Mörtel ausgeschlossen wird, und sank nie unter 4. Unter denselben Verhältnissen erscheint es also unbedingt berechtigt, den Eisenbetonbalken als voll eingespannt zu betrachten.

Die Einmauerung der Eisenbalken die nach ihrer Querschnittsform als Fremdkörper im Mauerwerk stecken, muß nach den Schlußfolgerungen, die sich aus diesen Versuchen ziehen lassen, jedenfalls sehr viel gründlicher und vorsichtiger mit besonderen Vorkehrungen zu einer sicheren Auflagerung nach unten und oben erfolgen, als das bei Eisenbeton-Balken nötig ist. Nach den wenigen Versuchen kann nur gesagt werden, daß wenn die obigen Voraussetzungen zutreffen und die Steifigkeit der Widerlager das rechtfertigt, eine Wirkung des Eisenträgers nahezu bis zu dem erreichbaren größten Wert $\frac{Pl}{16}$ entspr. seinem

Eisenquerschnitt im Obergurt erwartet werden kann (bei Aufrechterhaltung der Einspannung bis zum Bruch). Eine Auflast über den eingemauerten Träger-Enden wird man aber jedenfalls nur unter ganz besonderen Verhältnissen als Sicherstellung der Einspannung betrachten dürfen. Ueberhaupt wird man, solange nicht ausführlichere Versuche vorliegen, nach den bisherigen Erfahrungen doch vielleicht gut tun, bei der bisherigen Praxis für Eisenträger zu verbleiben und diese auch im Falle eingemauerter Enden als Freiträger berechnen, um so mehr als sie sich durch Zerdrücken der Mörtelflächen nachträglich noch den nötigen Spielraum verschaffen können. Bei Widerlagern in Weißkalk-Mörtel ist der Eisenträger gegenüber dem Eisenbeton-Balken bis zu gewissem Grade im Vorteil, als letztere gegen Setzungen des Mauerwerkes empfindlicher sind. — Fr. E.

Zur Frage der Versicherung der Baupoliere nach dem Versicherungs-Gesetz für Angestellte vom 20. Dezember 1911. 6 Entscheidungen des Ob.-Schiedsgerichtes von 1915 und 1916. Zusammenge stellt vom Innungs-Verband deutscher Baugewerksmeister. Zu beziehen von dessen Geschäftsamt Berlin W. 9. —

Die Frage der Versicherungspflicht der Baupoliere auf Grund des Gesetzes vom 20. Dez. 1911 ist eine bisher lebhaft umstrittene. Es ist daher zu begrüßen, daß sich der Innungsverband Deutsch. Baugewerksmeister der Mühe unterzogen hat, die Entscheidungen der obersten Spruch- und Beschlußbehörde in dieser Frage, des Ob.-Schiedsgerichtes in Berlin, zu sammeln und zusammen zu stellen. Es liegen bisher 6 derartige Entscheidungen vor, die den Kreis der Versicherungspflicht enger umgrenzen, sodaß in zahlreichen Fällen die im Baugewerbe tätigen Poliere aus der Versicherungspflicht für Angestellte ausschließen. Besonders wichtig ist in dieser Beziehung die eingehend begründete Entscheidung vom 7. April 1916 (P 139/15), die darauf hinaus läuft, daß Maurer- und Zimmerpoliere in kleineren Betrieben, die von dem Geschäftsinhaber oder dessen fachkundigen Angestellten fortlaufend angeleitet und überwacht werden und einen erheblichen Teil ihrer Arbeitszeit auf körperliche Mitarbeit verwenden, nicht versicherungspflichtig sind. Zur Beurteilung von Einzelfällen gibt der mitgeteilte Wortlaut der angezogenen Entscheidungen weiteren Anhalt. —

Es sei hierzu noch bemerkt, daß spätere Entscheidungen des Ober-Schiedsgerichtes in Sachen der Angestellten-Versicherung weiter gehen. Eine Entscheidung vom 14. April 1916 hat sich zugunsten der Versicherungs-Freiheit der Schachtmeister in Tiefbaubetrieben und zwar auch für größere Betriebe ausgesprochen. Ebenso hat, wie wir dem Geschäftsbericht des „Deutschen Beton-Vereins“ zu seiner 20. Hauptversammlung entnehmen, eine ganz neuerdings am 14. Januar 1917 gefällte Entscheidung auch die Versicherungspflicht eines Poliers in einem großen Betonbau-Betriebe verneint. Sie ist von grundsätzlicher Bedeutung, weil sie für die Versicherungspflicht nicht mehr die Feststellung als entscheidend ansieht, ob die körperliche Mitarbeit oder die selbständige Anordnungs- und Aufsichtsbefugnis überwiegt, sondern nach der ganzen sozialen Stellung des Poliers urteilt und zugibt, daß „auch, wenn die aufsichtliche Tätigkeit überwiegt, aus ihr bei der Eigenart des Baubetriebes regelmäßig auf eine gehobene Stellung der Poliere nicht geschlossen werden kann“. —

Inhalt: Zwei neue Straßenbrücken in Eisenbeton über den Neckar. (Forts.) — Bedingungen für Beton- und Eisenbeton-Arbeiten. (Schluß.) — Beitrag zur Berechnung der Bogendächer. (Schluß.) — Vermischtes. — Literatur. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselein in Berlin.
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.